



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Evaluación de la Resistencia a Cortante del Tablero de un Puente sobre el río Anoia en la Carretera BV-2249 en Gelida

Treball realitzat per:

Raúl Armando Salinas Salinas

Dirigit per:

Antonio Ricardo Marí Bernat

Pablo Gonzalo Fernández

Màster en:

Enginyeria Estructural i de la Construcció

Barcelona, **Febrer 2020**

Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental

TREBALL FINAL DE MÀSTER

Agradecimientos

En primer lugar, me gustaría mencionar a la fundación “*Becas Magdalena O. Viuda de Brockmann*”, sin la cual yo no pudiera haber venido a Barcelona a estudiar el postgrado que tanto tiempo había buscado. Agradezco efusivamente la confianza que han depositado en mí y el apoyo que me han dado antes y durante el proceso de admisión, así como a través de todo este año y medio que me llenó de aprendizaje y madurez profesional. Asimismo, agradezco a mi tío *Alberto Salinas Avila* por haberme apoyado sin titubeos cuando solicité su ayuda, a veces recibimos gratas sorpresas de las personas menos esperadas.

Considero importante dedicarle un pequeño párrafo de este documento a alguien que me ha dado su apoyo incondicional. Que aún sin estar de acuerdo, nunca dejó de alentarme a perseguir mis sueños y que confió plenamente en que la decisión que estaba tomando en ese momento era la correcta. No hay suficientes palabras para agradecerle a mi prometida *Carolina Pinedo Acuña*, por ser mi principal pilar en este y otros eventos importantes en mi vida. Espero poder pagarte con creces todo el cariño y soporte que me has brindado a través de los años.

También, me gustaría dejar plasmado en este documento el nombre de la mujer más importante en mi vida y que tristemente no está físicamente para festejar este gran logro. Le agradezco a mi madre *Otilia Salinas Correa*, por haberme dado las herramientas necesarias para ser un hombre de bien. “Este trabajo está dedicado completamente para ti ma, que es la cosecha de años y años de paciencia y amor. Gracias por todo y espero hacerte orgullosa una vez más”.

Por último, pero no por eso menos importante, me gustaría darle las gracias a mi tutor el *Profesor Antonio Marí Bernat*. Por permitirme colaborar junto a usted en este proyecto tan interesante y durante las asignaturas de hormigón. Gracias a usted le he llegado a coger el gusto al hormigón, que sinceramente, en un principio no me gustaba del todo. Asimismo, agradezco todo el apoyo y las enseñanzas al doctorando *Pablo Gonzalo Fernández*, que siempre estuvo disponible para cualquier duda.

Resumen

Dentro de España y Europa en general, existe un gran número de infraestructura antigua que continúa en uso en la actualidad, algunas pudiendo llegar a tener alrededor de los 100 años. La metodología de cálculo, la tecnología de los materiales y métodos constructivos utilizados en la época, así como la demanda de cargas para los que fueron diseñados no es nada parecida a lo que se hace hoy en día. Todos estos factores hacen necesario evaluar su capacidad resistente mediante ensayos en laboratorios o modelos teóricos, que se ajusten lo mejor posible al comportamiento de dichas estructuras. Los métodos de cálculo planteados en las actuales normativas (EHE-08 y EC-02) son de uso exclusivo para el proyecto de estructuras nuevas. Algunas de las expresiones de diseño propuestas en los códigos tienen un origen empírico, acotando su aplicación únicamente a ciertos elementos estructurales de características similares. Lo anterior obliga a buscar un enfoque diferente para la evaluación de estructuras antiguas, que se basen meramente en el equilibrio estático de la sección y la mecánica racional.

Este trabajo es un análisis preliminar de la campaña experimental para obtener la resistencia a cortante del tablero del Puente de Gelida sobre el Río Anoia, ubicado en la carretera BV-2249 y construido en el año 1932. En este trabajo, se hace una investigación a fondo el desarrollo del proyecto del puente y de los materiales utilizados a inicio del siglo XX. Después, propone la metodología que se debe seguir para la futura campaña experimental, planteando la caracterización de los materiales, la instrumentación necesaria y el esquema estático del ensayo. Finalmente, se hace una predicción de la carga de agotamiento a cortante de los tramos de tablero de puente a ensayar, comparando los resultados obtenidos siguiendo la metodología de las normativas actuales y el “Compression Chord Capacity Model” con el valor obtenido de un modelo de elementos finitos en el software *Abaqus*.

Palabras clave: Cortante, Evaluación, Ensayo de laboratorio, Hormigón, Hormigón reforzado, Concreto, CCCM.

Abstract

Within Spain and Europe in general, there is a large number of ancient infrastructures that remain in use, some of which can be around 100 years old. The design methodology, the material and construction methods technology used, as well as the load demand taken into account at the time, is not similar at all to the one considered nowadays. All these factors turn necessary the evaluation of their resistant capacity through laboratory tests or theoretical models, which best fit the behavior of these kind of structures. The calculation methods set forth in the current regulations (EHE-08 and EC-02) are exclusively for the design of new structure. Some of the design expressions proposed in the codes have an empirical origin, limiting their application specifically to certain structural elements of similar characteristics. This force to look for a different approach to evaluate ancient structures, which are based merely on the cross-section static equilibrium and rational mechanics.

This work is a preliminary analysis of the shear resistance experimental campaign on the slab of the Gelida Bridge which crosses the Anoia River, located on the BV-2249 road and built in 1932. An investigation thorough the development of the bridge project and the materials used was carried on. Subsequently, a methodology to be followed for the future experimental campaign is proposed, stating the characterization of the materials, the necessary instrumentation and the static scheme of the test. Finally, a prediction of the cross-section failure load is made, comparing the results obtained following the current regulations methodologies and the " Compression Chord Capacity Model " with the results came by a finite element model in the *Abaqus* software.

Key words: Shear, Evaluation, laboratory test, Concrete, Reinforced Concrete, CCCM.

| | |
|--|-----------|
| 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS..... | 5 |
| 1.1. INTRODUCCIÓN | 5 |
| 1.2. OBJETIVOS GENERALES..... | 8 |
| 1.3. OBJETIVOS PARTICULARES | 8 |
| 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO | 9 |
| 2.1. ESFUERZO CORTANTE..... | 9 |
| 2.2. NORMATIVAS | 18 |
| 2.3. MODELO BASADO EN LA CONTRIBUCIÓN DE LA CABEZA COMPRIMIDA (CCCM)..... | 27 |
| 2.4. FACTOR DE SOBRERESISTENCIA PARA VIGAS NO ESBELTAS (CON $ad \leq 2.5$)..... | 37 |
| 3. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE Y ELEMENTOS A ENSAYAR..... | 38 |
| 3.1. LOCALIZACIÓN DEL PUENTE..... | 38 |
| 3.2. DESCRIPCIÓN CRONOLÓGICA DEL PROYECTO ORIGINAL..... | 39 |
| 3.3. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES UTILIZADOS EN LA ÉPOCA. | 43 |
| 3.4. ELEMENTOS A ENSAYAR | 47 |
| 4. PLANTEAMIENTO DEL ENSAYO | 54 |
| 4.1. PROCESO DE CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES | 54 |
| 4.2. INSTRUMENTACIÓN DEL ENSAYO..... | 67 |
| 4.3. PUESTA EN MARCHA DEL ENSAYO | 69 |
| 5. PREDICCIÓN DE LA CARGA DE ROTURA | 72 |
| 5.1. MODELO BASADO EN LA CONTRIBUCIÓN DE LA CABEZA COMPRIMIDA (CCCM)..... | 74 |
| 5.2. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS (ABAQUS)..... | 79 |
| 5.3. EHE-08 | 89 |
| 5.4. EUROCÓDIGO 2 (EN1992-1-1) | 91 |
| 5.5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS | 93 |
| 6. CONCLUSIONES..... | 94 |
| 6.1. CONCLUSIONES | 94 |
| 6.2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN | 96 |
| 7. REFERENCIAS | 97 |

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1. Introducción

A principios del siglo pasado, los ingenieros civiles de la época tuvieron como tarea primordial el generar proyectos ingeniosos que permitieran el crecimiento de la sociedad. Grandes pioneros en la ciencia de la construcción como Ribera y de Zafra, ayudaron con su gran intelecto y creatividad a facilitar la comunicación entre ciudades con puentes que parecían más bien obras de arte. Fue su deber estudiar y probar materiales innovadores para la época, como lo fue en su momento el hormigón, y crear procesos constructivos para solucionar la problemática que planteaba cada uno de los nuevos proyectos. Con criterios bastantes conservadores y usando la teoría clásica, estos ingenieros dieron la pauta en el proyecto de puentes de hormigón armado.

Sin embargo, hoy en día en la mayoría de países desarrollados de Europa la demanda en infraestructura de transporte está prácticamente cubierta y existe cada vez menos presupuesto de inversión en ella. Es aquí donde el rubro de la construcción se ha visto en la necesidad de buscar un nuevo nicho de oportunidad, encontrándolo en la evaluación y mantenimiento de estructuras existentes. Este importante campo de estudio está siendo cada vez más explotado, no obstante, presenta una gran problemática. Los factores de mayoración de cargas y coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales incluidos en todas las normas actuales corresponden al proyecto de estructuras nuevas. Además, se consideran materiales y procesos constructivos actuales, lo cual hace el problema aún más complicado. Por otra parte, existen normativas como la canadiense, la cual cuenta con un subapartado destinado específicamente a los criterios y procedimientos para la evaluación de estructuras existentes.

El proceso más sencillo, y a su vez más conservador, es el de evaluar los elementos estructurales utilizando los códigos actuales. Si la estructura cumple los niveles de exigencia actuales, se puede considerar que está en muy buenas condiciones. Esto es porque, aún con el deterioro natural que ocurre a través de los años, el elemento se comporta de manera adecuada. Pero ¿Qué pasa si no se cumple con las normas? ¿Se recurre a la demolición inmediatamente?, la respuesta a estas dos preguntas sería “Depende”. Es aquí donde se debe incursionar en el mundo de la probabilidad, para intentar reducir las incertidumbres de donde nacen los coeficientes de minoración y mayoración antes mencionados.

Otra de las problemáticas que presenta la evaluación estructural es que existen todavía algunos fenómenos que afectan a las estructuras que no se conocen completamente. El comportamiento de elementos sometidos a flexión simple o compuesta es prácticamente conocido a la perfección. Esto es porque se basa en el equilibrio de interno y externo de los esfuerzos y se utilizan teorías del comportamiento de los materiales que se apegan bastante a la realidad. A diferencia de lo anterior, el comportamiento de elementos de hormigón armado frente a esfuerzos tangenciales no se explica tan fácilmente, debido a la gran cantidad de factores que intervienen en su resistencia. La mayoría de los

códigos de diseño han utilizado modelos empíricos o modelos mecánicos que omiten ciertos factores resistentes, a manera de simplificación. Esto es de importancia ya que, las expresiones empíricas fueron obtenidas basadas en especímenes de características específicas, por lo que no es aplicable a cualquier tipo de elemento. Es aquí donde aparece la necesidad de encontrar modelos basados en la mecánica racional, con la finalidad de reproducir de mejor manera la capacidad resistente de elementos de hormigón armado y que sea de aplicación general.

Este trabajo nace a partir del proyecto de investigación “*Evaluación de la Capacidad Resistente Frente a Esfuerzos Tangentes de Estructuras de Hormigón Mediante Modelos Mecánicos para la Extensión de su Vida Útil*” dirigido principalmente por el profesor Antonio Mari Bernat, además de otros miembros del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad Politécnica de Catalunya (UPC). Asimismo, la campaña experimental servirá para calibrar diferentes modelos planteados en el proyecto de colaboración “*HORVITAL*”, en el cual se estudia a fondo el tema de la resistencia a cortante de elementos de hormigón reforzado. Esta colaboración institucional comprende a la Universidad Politécnica de Valencia, la Universidad de la Coruña, la Universidad de las Islas Baleares y, por supuesto, la UPC.

La idea de este trabajo surge gracias al proyecto de ampliación de la calzada del puente que comunica el pueblo de Gelida con San Lorenzo de Hortóns. Como se observa en la Fotografía 1-1, la calzada del proyecto original tenía el ancho suficiente para un solo vehículo y se decidió ampliarla a dos carriles como se ve en la Fotografía 1-2.



Fotografía 1-1 Calzada original del puente



Fotografía 1-2 Ampliación de la calzada del puente

A sabiendas de la demolición de las vigas del puente, el profesor Mari solicitó a la Diputación de Barcelona algunas vigas del puente para estudiarlas en el laboratorio de la universidad. Esto para iniciar como proyecto piloto en la evaluación de infraestructura antigua que existe dentro de Barcelona. La Diputación ha expresado mediante este proyecto de colaboración, su interés en conocer el estado estructural de varios puentes construidos a inicios del siglo pasado, pues en la mayoría de ellos, esta información se desconoce por completo. Los datos que se obtienen en este tipo de proyectos son de gran importancia para ellos, ya que les permite saber cuáles de puentes se encuentran en buen estado, cuáles necesitan mantenimiento y en cuáles será necesario reforzar o, en el peor de los casos, demoler. Conociendo más a profundidad puentes de una época y características particulares, se podrá hacer una primera suposición de la calidad de la mano de obra y materiales utilizados en estructuras contemporáneas o parecidas.

1.2. Objetivos generales

1. Revisión general del proyecto original del Puente de Gelida: Geometría, materiales utilizados a inicios del siglo XX, esquema estático, etc.
2. Dotar de una guía para la realización de la campaña experimental: Caracterización de los materiales, instrumentación durante el ensayo y esquema estático del ensayo.
3. Predicción de la carga de falla a cortante mediante las diferentes normativas europeas como la EHE-08 y el Eurocódigo 02. Así como con el Modelo Basado en la Contribución de la Cabeza Comprimida (CCCM), tanto para la sección con barras levantadas como para la sección con cercos.
4. Utilizar un modelo de elementos finitos para verificar las formulaciones del CCCM.

1.3. Objetivos particulares

1. Plantear los procedimientos a seguir para la buena realización de la campaña experimental.
2. Verificar las formulaciones del CCCM para vigas de hormigón de sección en T, con armadura transversal vertical en forma de cercos y en presencia de barras levantadas.
3. Corroborar que el CCCM es de aplicación general, tanto para estructuras nuevas como para la evaluación de estructuras existentes.

2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1. Esfuerzo Cortante

De manera general, el procedimiento para diseñar elementos como vigas se basa en el equilibrio de fuerzas internas y externas. Es muy común comenzar a diseñar vigas frente a momentos flectores, pues además de determinar el acero necesario para resistirlos, también se suele elegir el tamaño definitivo de la sección transversal. Por otro lado, no existe una exclusiva manera de diseñar elementos de hormigón reforzado frente al esfuerzo cortante. Ya que el tipo de falla frente dicho esfuerzo está regido por diferentes factores que cambian radicalmente su comportamiento como lo son las condiciones de contorno, sus dimensiones, resistencia del material y su estado de carga.

En un principio, todos los códigos de diseño estructural han determinado la contribución del hormigón sin refuerzo transversal mediante ecuaciones meramente empíricas. Esto quiere decir que están basadas en un conjunto de probetas de laboratorio con características más o menos uniformes, las cuales fueron sometidas a un estado de esfuerzos cortantes también estandarizado. Este tipo de pruebas de laboratorio no reproducen de manera general los casos reales de vigas sometidas a flexión-cortante y dichas ecuaciones únicamente son aplicables para casos específicos. Es en este punto donde los investigadores se dieron cuenta de la problemática para desarrollar una teoría mecánica y racional de la resistencia del hormigón frente al esfuerzo cortante. En vista de la gran cantidad de factores externos que influyen en la capacidad resistente del hormigón, la tarea inicial de los investigadores fue discernir entre qué parámetros afectan directamente dicha capacidad. La característica de heterogeneidad, que es intrínseca del hormigón, introduce aún más incógnitas a la ecuación, puesto que en obra es imposible reproducir el proceso de fabricación, hormigonado y curado, al realizado en el laboratorio. Por lo anterior, se puede pensar que la dispersión de incógnitas relativas a la resistencia del hormigón frente a cortante, es proporcional a las de la calidad del hormigón. A través de los años se descubrió que esto no era así, ya que varias pruebas han manifestado una enorme dispersión en los resultados obtenidos de probetas de características similares.

En este capítulo, se dará una vista panorámica a la manera en que es resistido el esfuerzo cortante en vigas de hormigón armado, con y sin armadura transversal. Asimismo, se mencionarán los factores más importantes que intervienen en dicha resistencia provenientes de hormigón, de la armadura longitudinal o de la armadura transversal. Tratando de diferenciarlos y clasificarlos, para tener una idea global de la forma de actuar que tiene cada uno de ellos. También se hablará de la forma de abordar el tema de diferentes códigos que son de nuestro interés como lo es la Instrucción Española EHE-08 [1], el Eurocódigo EC2 [2] y el Modelo Basado en la Contribución de la Cabeza de Compresiones [3] (CCCM, por sus siglas en inglés).

2.1.1. Elementos sin Armadura Transversal.

Esto sucede básicamente en elementos tridimensionales, en los cuales dos de sus dimensiones son más grandes que la tercera. También podría pasar piezas de hormigón en las que, debido a su mismo proceso constructivo, se encarezca su coste final si se colocara armadura transversal. Ahora bien, es importante diferenciar dos situaciones antes de abordar el diseño de este tipo de piezas.

En piezas no fisuradas: Esto es muy poco habitual en el mundo del hormigón armado, no siendo así en el del hormigón pretensado. Por ejemplo, en la fabricación de viguetas prefabricadas pretensadas para edificación se suele omitir colocar cercos transversales a causa de su proceso constructivo industrializado. Para cargas reducidas o en presencia de hormigón pretensado, el cálculo de la resistencia es sencillo. Basta entonces con limitar las tensiones de tracción promedio en el alma, para que no sobrepasen la resistencia a tracción del hormigón. Esto se controla sencillamente modificando las dimensiones transversales de la pieza, y en el caso de elementos muy largos, la resistencia a cortante es directamente proporcional a su canto.

En piezas fisuradas: Esto sucede cuando el momento flector actuante supera el momento de fisuración y, evidentemente, es el caso más común en el mundo de la construcción debido a la baja resistencia a tracción del hormigón. Como ejemplo se pueden mencionar las losas de cimentación, zapatas, losas macizas de forjados y muros. Entonces, en el momento que estos elementos fisuran, ocurre un proceso muy complejo de redistribución de tensiones entre el hormigón y la armadura longitudinal, el cual continúa variando mientras aumente la fisuración.

2.1.1.1. Mecanismos de Transferencia del Esfuerzo Cortante

En vigas de hormigón sin armado trasversal y que están sometidos a esfuerzos tangenciales, existen varios mecanismos internos que intervienen en su resistencia a corte. Hoy en día, la comunidad científica está de acuerdo en estos mecanismos, pero existen discrepancias en relación a la contribución que hace cada una de ellas. A medida que la viga va fisurando debido al momento flector, ciertos factores se vuelven protagonistas, mientras que en otros su aporte se ve disminuido. Las componentes resistentes del hormigón se pueden ver en la Figura 2.1 y son las siguientes:

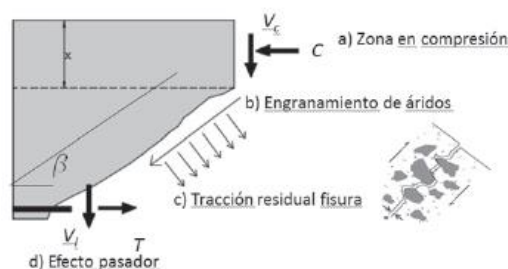


Figura 2.1 Mecanismos de transferencia de cortante en una viga de hormigón armado sin refuerzo transversal [4]

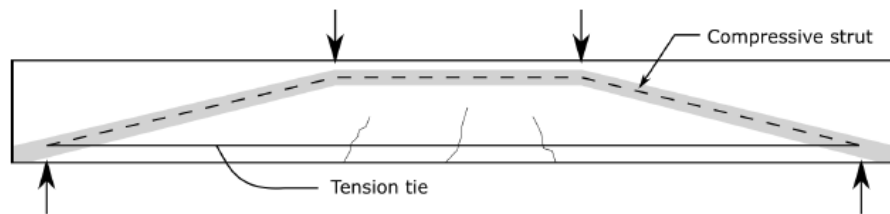


Figura 2.2 Efecto arco [5]

Fricción de los agregados entre fisuras: Se ha observado que las superficies en una fisura de hormigón no son para nada planas o lisas. Éstas tienen planos irregulares ya que la fisura va cortando las zonas más débiles del hormigón. Normalmente, cuando los áridos son de mala calidad la fisura pasa a través de ellos. Por otro lado, también puede rodear el árido rompiendo la interfase entre pasta de cemento y el árido. Éste último genera una importante fricción entre ambas caras, permitiendo la transmisión de tensiones en su plano. Esta resultante de tensiones de corte paralelas al plano de la fisura se le llama “engranamiento entre áridos”. Sin embargo, a medida que el ancho de la misma crece, esta contribución se ve encarecida.

Transmisión de tensiones: residuales en zona fisurada: La poca capacidad a tracción del hormigón permite que un tirante de tracción atraviese la fisura en el modelo de bielas y tirantes. Esta contribución es importante para anchos de fisura de alrededor 0.1mm.

Efecto pasador: En el momento que aparece la fisura por flexión, la armadura longitudinal tiene la tarea de coserla y trabajar a tracción donde el hormigón no puede. Esta armadura tiene además la capacidad de resistir tensiones de corte perpendicularmente al eje de la barra. No obstante, para que esto sea efectivo, es necesario que la armadura longitudinal tenga soporte vertical. Es aquí donde los cercos vuelven a cobrar importancia, permitiendo que el tramo de barra entre dos cercos se comporte como un elemento biempotrado. En ausencia de cercos, el empuje vertical del núcleo de hormigón hacia las barras puede hacer que salte el recubrimiento mecánico.

Efecto arco: Este fenómeno sucede en vigas demasiado cortas o en vigas sometidas a una carga concentradas cerca de los apoyos. De esta manera, la carga viaja directamente desde su punto de aplicación hasta los apoyos como bielas comprimidas en forma de arco. En la Figura 2.2 se observa mecanismo que desarrolla la viga para encontrar equilibrio interno mediante un modelo de bielas y tirantes, en donde la armadura longitudinal hace las veces de tirante traccionado.

Resistencia de la cabeza comprimida: A medida que el momento flector va aumentando, la fibra neutra sube, y se va reduciendo la zona sin fisurar de la viga. Las tensiones de compresión y tracción que tienen lugar en la cabeza son los mecanismos que resisten tensiones de corte. Esta contribución se vuelve crucial a medida que el ancho de fisura aumenta, puesto que otros factores antes mencionados disminuyen.

2.1.1.2. Regiones “D”

Cuando se comienza a estudiar el comportamiento de elementos estructurales, lo que los profesores enseñan es el comportamiento de regiones “B” (Beam ó viga en inglés). Estos elementos siguen la teoría de la elasticidad lineal, que indica que una sección plana después de deformarse debe permanecer plana. Esto aplica para piezas prismáticas, cuyas dos de sus dimensiones son menores a la tercera. En las regiones “B”, la hipótesis de teoría de vigas propuesta por Euler-Bernoulli se cumple, pues la distribución de tensiones y deformaciones es lineal a lo largo de la sección transversal del elemento. Por otro lado, en las regiones “D” (“D” por *Disturbance o Discontinuity* en inglés) la distribución de tensiones y deformaciones no es lineal y suelen ocurrir cerca de la aplicación de cargas puntuales, también llamadas “Discontinuidades estáticas”. De la misma manera, aparecen en zonas donde hay un cambio brusco en la geometría de la viga, como en apoyos a media madera de puentes. La viga comenzará a trabajar con la teoría elástica lineal a un canto útil a partir de la discontinuidad, según el principio de Saint Venant. Es así, que las franjas de una viga que se encuentran situadas entre regiones “D” pueden ser tratadas como regiones “B”, como se puede observar en la parte derecha de la Figura 2.3.

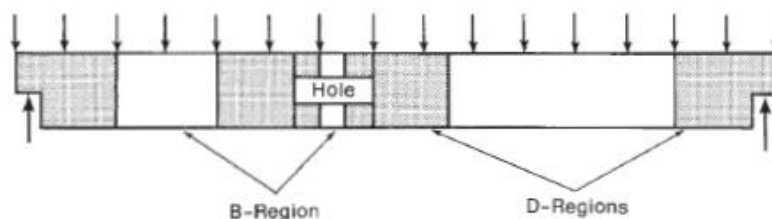


Figura 2.3 Regiones "D" y Regiones "B" [6]

El conocer esta distinción entre zonas de una misma viga de hormigón, permite predecir y el tipo de falla que predomina en cada una de ellas. El método de Bielas y Tirantes suele usarse para analizar el comportamiento de una viga de gran canto sometida a cortante. El principal modo de falla en estos elementos cortos bajo el esfuerzo cortante, es el de aplastamiento de las bielas comprimidas, también llamado “falla de cortante-compresión”. Es por eso que es importante limitar la resistencia a la compresión del hormigón cuando se comprueban las bielas comprimidas. El segundo tipo de falla sucede en vigas esbeltas, las cuales están caracterizadas por tener regiones “B” entre dos regiones “D” en sus extremos. En estas vigas aparece la falla de cortante-compresión, y también ocurre una falla de cortante-tracción. La falla en estas vigas suele materializarse con fisuras diagonales que no nacen en la parte traccionada de la viga. Finalmente, la tercera clase de falla aparece en vigas muy cortas las cuales constan donde varias regiones “D” se encuentran o se traslapan. En estas vigas se desarrolla un mecanismo de arco que consiste en bielas comprimidas que bajan directo desde el punto de aplicación de la carga hasta los apoyos, unidas a un tirante de tracción que crea el equilibrio en la pieza. Como se puede intuir, las regiones “D”, de manera general, suelen ser más resistentes que las regiones “B”.

2.1.1.3. Valle de Kani

En 1967 Kani [7] hizo estudios experimentales en varias vigas de hormigón armado, con una misma resistencia a compresión, misma cuantía de acero longitudinal y un mismo canto para todas las piezas. Lo que Kani fue variando fue la llamada “Luz de cortante” $\frac{a}{d}$. (*Shear span* en inglés), la cual se puede ver en la Figura 2.4. Esto es la ratio de la distancia entre el punto de aplicación de la carga “a” y el apoyo entre el canto útil “d”. Lo que descubrió es que el mecanismo de transferencia de cortante al momento de la falla estaba gobernado por la esbeltez del miembro y este concepto está materializado en la Figura 2.5 en el llamado “Valle de Kani”.

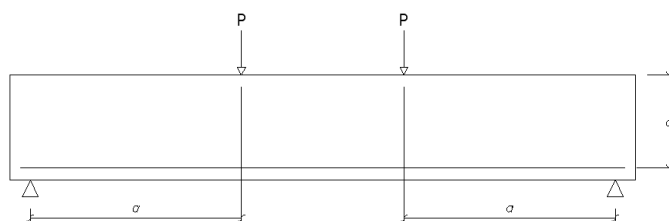


Figura 2.4 Luz de corte en viga biapoyada

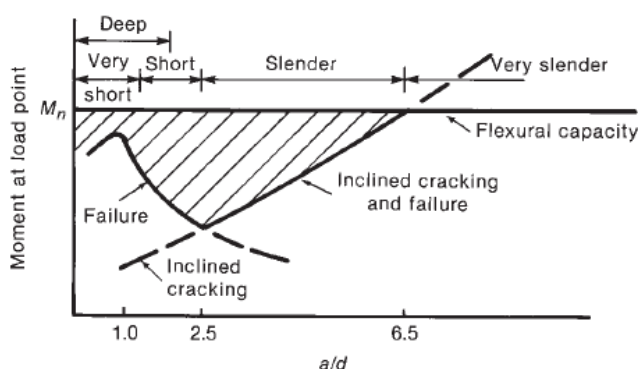


Figura 2.5 Valle de Kani [6]

Resulta de interés analizar el cambio de resistencia vigas de hormigón armado, a diferentes valores de $\frac{a}{d}$. La línea horizontal corresponde a la máxima resistencia a flexión de la viga y, por ende, también su máxima capacidad a corte. La zona sombreada indica la reducción de capacidad debido a la acción del cortante. A medida que se aumentan los valores del cociente a/d se observa un encarecimiento de su resistencia, encontrando el mínimo en $\frac{a}{d} = 2.5$. En valores mayores a $\frac{a}{d} = 7.5$ la resistencia a cortante no es de interés, ya que el elemento fallará por flexión antes que por corte.

Luces de cortante muy cortas ($0 < a/d \leq 1$): En este tipo de vigas aparecen fisuras verticales en la zona traccionada. Esto hace que se rompa la transferencia de cortante de la armadura longitudinal a la cabeza comprimida a través de la viga, activando lo que se conoce como “Efecto arco”. Es aquí donde el elemento llega al equilibrio mediante a un mecanismo de bielas y tirantes, donde el tirante de tracciones sujeta el arco de compresiones. El modo más común de falla de este tipo de piezas suele ser la rotura por tracción del tirante o la falla por anclaje en los extremos del mismo.

Luces de cortante cortas ($1 \leq a/d \leq 2.5$): En este rango de encuentra la menor resistencia frente a corte de una viga ya que, en términos de la resistencia a flexión, se alcanza un mínimo valor del 50% en $a/d=2.5$. Aquí se desarrollan fisuras inclinadas que se extienden aún más alto, reduciendo considerablemente el área de la cabeza comprimida, y con esto, su capacidad. Aquí la falla en la zona traccionada se da por falta de adherencia en la misma, salto del recubrimiento de la armadura longitudinal o por el efecto pasador (estas dos últimas suelen ocurrir cuando en ausencia de armadura transversal). Sin embargo, la zona comprimida también podría fallar por el aplastamiento de la cabeza de hormigón.

Luces de cortante esbeltas ($a/d > 2.5$): Después de un valor de 2.5, la transferencia de cortante se desarrolla por una combinación resistente del efecto arco y como viga esbelta (Región “B”), siendo este último más dominante a medida que crece el valor de $\frac{a}{d}$. De esta manera, en estas vigas es de esperarse que fallen primero por efecto del momento flector más que por el esfuerzo cortante. La armadura transversal se coloca para asegurar que la viga alcance su máxima capacidad a flexión.

2.1.2. Elementos con Armadura Transversal

La armadura transversal o cercos en elementos sujetos a flexión pura o compuesta tiene principalmente dos propósitos. El primero es de proveer, por un lado, el arriostramiento suficiente a las armaduras longitudinales en la cabeza comprimida. De manera que en ellas no aparezcan fenómenos indeseables de inestabilidad como el pandeo. Por otro lado, en la zona traccionada del elemento, permite que se desarrolle el efecto pasador, el cual es uno de los factores que intervienen en la contribución del hormigón frente al cortante.

La segunda finalidad es la de evitar a toda costa que ocurra la falla frágil por cortante. Esto es de vital importancia, no solo en diseño sismorresistente, sino en todo tipo de proyecto estructural. Es importante mencionar que los cercos de refuerzo no previenen la formación de fisuras inclinadas. De hecho, es precisamente cuando se forman dichas fisuras cuando los cercos comenzarán a trabajar. Instantes previos a la propagación de la fisura inclinada, las deformaciones unitarias de los cercos y del hormigón circundante son exactamente las mismas. Esto quiere decir, evidentemente, que las tensiones de tracción de los cercos en esos momentos son bastante bajas.

2.1.2.1. Celosía de Ritter-Mörsch

Desde el inicio de los estudios relacionados con la resistencia del hormigón armado a la fuerza cortante, aparece la llamada “Celosía Análoga”. Ésta fue publicada por el ingeniero suizo Ritter y el ingeniero alemán Mörsch de manera independiente en los años 1899 y 1902, respectivamente. Este mecanismo propuesto es el de una celosía en la que el hormigón y las armaduras trabajan de manera conjunta para soportar el esfuerzo cortante. Con conceptos básicos de estática, este modelo muestra excelentemente los esfuerzos que existen en una viga de concreto fisurada.

La celosía consta de la cabeza comprimida del hormigón que hace las veces de cordón comprimido, la armadura traccionada como cordón traccionado, las armaduras en el alma sirven de diagonales o montantes traccionados y finalmente, las bielas diagonales comprimidas entre fisuras del hormigón. Partiendo de este sistema altamente indeterminado, es necesario hacer varias simplificaciones para trabajar con una celosía menos complicada y estáticamente determinada. En la Figura 2.6 se muestra una viga de hormigón reforzada con cercos separados discretamente a una separación “ s ”. Después la Figura 2.7 muestra la celosía simplificada donde, de lado izquierdo, el montante traccionado b-c fue formado juntando el área de todos los cercos donde pasa el corte A-A. De lado derecho, el diagonal comprimido e-f es la suma de todos los diagonales que atraviesan el corte B-B. Las líneas continuas son los miembros traccionados de la celosía y las líneas punteadas los comprimidos.

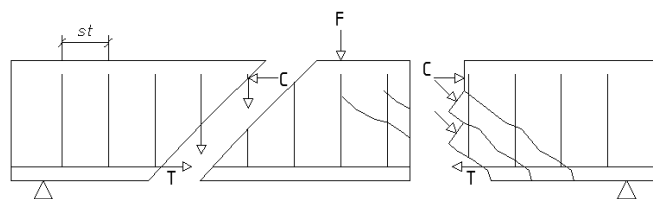


Figura 2.6 Viga de hormigón armado fisurada

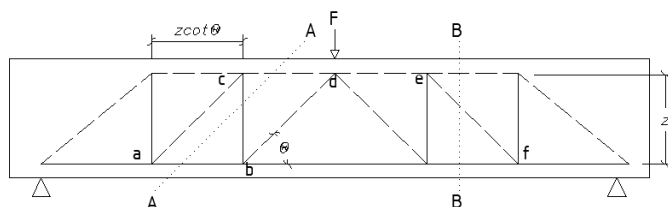


Figura 2.7 Simplificación de la celosía

Para que esta simplificación sea válida, todos los cercos deberán plastificar al mismo tiempo al momento de presentarse la carga crítica. Asimismo, se asume que los cercos del montante traccionado b-c transmiten una carga $A_s f_{yd}$ a través de la fisura. La Figura 2.8 muestra la llamada “Celosía plástica”, puesto que depende de la plastificación de los cercos para hacerla estáticamente determinada. Este modelo, por muy bueno que parezca, ignoraba completamente varias de las contribuciones de hormigón antes mencionadas. Los modelos actuales de la celosía plástica incluyen la contribución de la fricción entre agregados, tensiones residuales de tracción en zona fisurada, el efecto pasador y, la más importante, la resistencia a cortante de la cabeza comprimida.

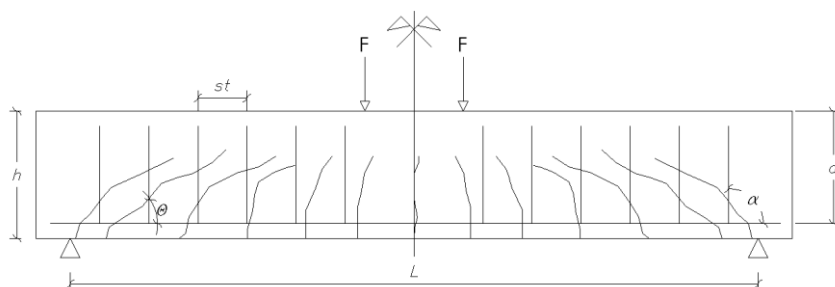


Figura 2.8 Celosía plástica simplificada

El ángulo θ de las bielas comprimidas depende directamente del ángulo que tengan los cercos, ambos medidos hacia la directriz del elemento. Es necesario que un determinado número de cercos cosan la fisura que forma ese ángulo θ , para equilibrar las cargas aplicadas a una viga dada. La EHE-08 y el Eurocódigo dan libertad al proyectista de elegir el ángulo que ellos deseen, en base a su experiencia. Por un lado, la norma española da un rango aproximado de $27^\circ \leq \theta < 63^\circ$, la norma EC-2 da un rango más inclinado y no permite bajar de los 45° , siendo el rango de $45^\circ \leq \theta < 68^\circ$. Como concepto, se puede decir que entre menor sea el ángulo θ , menor será el número de cercos requeridos, sin embargo, las tensiones de compresión en la biela diagonal se incrementan.

Hay una particularidad que vale la pena mencionar, como se puede observar en la Figura 2.9 más de una biela comprimida es necesaria para distribuir la carga “F”. Estas bielas originadas en el nodo “A” descienden y se conectan en los puntos “B”, “D” y “F”, esto es conocido como “*abanico de compresiones*”. Donde el número de bielas debe ser tal, que la totalidad de la carga vertical sea resistida por la componente vertical de dichas diagonales. Lo mismo sucede en el apoyo “N”, el cual recibe compresiones de los nodos “M”, “K” y “I”. La zona donde las diagonales son paralelas entre sí, se le llama *campo de compresiones*. Entonces se puede decir que los abanicos de compresiones se desarrollan en una región “D” y el campo de compresión en una región “B”.

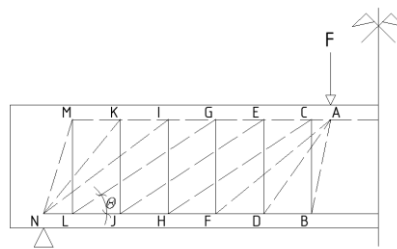


Figura 2.9 Abanicos y campos de compresiones

2.1.2.2. Mecanismos de Falla en el Alma

La falla en el alma puede aparecer a manera de compresión o de tracción, como se ha visto en la celosía de Ritter y Mörsh. La falla por tracción se manifiesta como una fisura inclinada en el centro del alma, pero que no arranca desde la zona traccionada. Este tipo de fenómeno puede ocurrir en una sección de la viga con alto esfuerzo cortante y poco momento flector, como en los extremos de una viga biapoyada. Es aquí donde es importante la contribución del acero de refuerzo en el alma puesto que, además de facilitar que aparezca la fisura, también permite desarrollar una rotura menos abrupta.

Por otro lado, la falla por compresión diagonal el alma es la más frágil de las dos. Todos los códigos limitan el máximo esfuerzo cortante que una viga puede soportar a la capacidad de la biela comprimida. Esto suele ocurrir en elementos con alma muy delgada y que su sollicitación a cortante es demasiado alta, como en vigas de sección “T” o vigas “I”. De la misma manera, vigas con demasiado refuerzo transversal no permiten que ésta plastifique antes de que se origine la rotura por aplastamiento en el núcleo de hormigón. Es aquí donde los códigos controlan la cuantía máxima de armadura en el alma para evitar estos sobrerreforzamientos. En la Figura 2.10 se muestran esquemáticamente los diferentes tipos de fisuras.

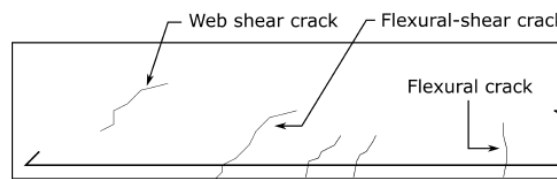


Figura 2.10 Diferentes tipos de fisuras que desarrolla la viga de hormigón

2.2. Normativas

A continuación, se presentarán las consideraciones que cada una de las normativas tiene para el diseño de elementos de hormigón frente a esfuerzos tangenciales. Como se ha mencionado anteriormente, la mayoría de las expresiones utilizadas para obtener la contribución del hormigón frente a corte son de carácter experimental. Actualmente, en España es permitido proyectar estructuras de hormigón con la Instrucción Española EHE-08 [1] y con el Eurocódigo (EN 1992-1-1) [2].

En este apartado se verán a detalle las similitudes y, principalmente, se remarcarán las diferencias más importantes entre cada código. Asimismo, en un capítulo subsecuente, se realizará una comparativa numérica en la que se hará una predicción de la carga de rotura de las vigas que se ensayarán en el laboratorio. De esta manera, se verá cuál de los tres modelos reproduce mejor el comportamiento real del elemento.

2.2.1. Instrucción Española EHE-08

La instrucción española considera que una pieza de hormigón armado sometido a un esfuerzo cortante trabaja adecuadamente si se cumplen dos condiciones:

$$V_{rd} = V_{u1} \quad (2-1)$$

$$V_{rd} = V_{u2} \quad (2-2)$$

Con:

- V_{u1} : Agotamiento de la biela comprimida
- V_{u2} : Agotamiento por tracción en el alma

$$V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} \quad (2-3)$$

Donde:

- V_d : Es el cortante de cálculo, proveniente del análisis
- V_{pd} : Es el axil de pretensado
- V_{cd} : Es la componente de tracciones y compresiones en piezas de canto variable

Se puede observar en la Figura 2.11 que la comprobación de las bielas comprimidas debe hacerse justo al borde del apoyo, puesto que es ahí donde llega el diagonal con la mayor compresión. Por otro lado, si se recuerda la celosía análoga, el primer montante traccionado aparece a una distancia igual a un canto útil a partir del apoyo.

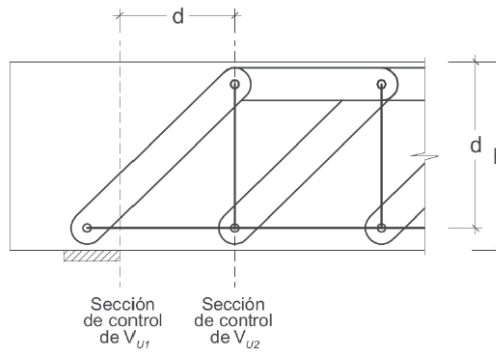


Figura 2.11 Secciones de control para hacer las comprobaciones de la pieza [1]

2.2.1.1. Agotamiento de la Biela Comprimida V_{u1}

Como se mencionó anteriormente, las normativas limitan el cortante máximo de un elemento a la capacidad por compresión oblicua en el alma, puesto que el hormigón fallaría por aplastamiento. La expresión es la siguiente:

$$V_{u1} = 0.6f_{cd}b_0dk \frac{\cot(\theta) + \cot(\alpha)}{1 + \cot(\theta)^2} \quad (2-4)$$

Donde:

- f_{cd} : Es la resistencia de diseño a compresión simple del hormigón
- b_0 : El ancho del alma, siendo el menor ancho medido a una altura igual $\frac{3}{4}$ del canto útil a partir de la armadura longitudinal
- d : Canto útil de la sección
- k : Coeficiente que tiene en cuenta los axiles existentes (provenientes de cálculo o de pretensado)
- α : Ángulo de los cercos medido a partir de la directriz del elemento
- θ : Ángulo de las bielas comprimidas medidas a partir de la directriz del elemento. La EHE-08 te permite elegir este ángulo dentro de este rango $27^\circ \leq \theta \leq 63^\circ$

2.2.1.2. Agotamiento del Alma Traccionada V_{u2}

Elementos sin armadura transversal

En estos elementos, se limita que las tracciones en el alma V_{u2} no superen la resistencia a tracción del hormigón y se deberá cumplir que:

$$V_{rd} \leq V_{cu} \quad (2-5)$$

De lo contrario, se deben de cambiar las dimensiones del elemento o colocar armadura longitudinal. En el peor de los casos se deberá disponer de armadura trasversal.

A. En elementos fisurados ($M_{fis} < M_d$):

Este es el caso más común en el mundo del hormigón armado, puesto que en general, siempre se considera se considera que el hormigón esta fisurado. Para elementos sin armadura trasversal, se tiene:

$$V_{u2} = V_{cu} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d \quad (2-6)$$

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} + 0.15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d \quad (2-7)$$

Donde:

- f_{ck} : Resistencia característica del hormigón a compresión
- γ_c : Coeficiente parcial de seguridad del hormigón
- σ'_{cd} : Tensión de compresión axil efectiva
- ξ : Efecto tamaño ($\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$ $d = [mm]$)
- ρ : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal a tracción ($\rho = \frac{A_s}{b_0 d} \geq 0.02$)
- b_0 : El ancho del alma, siendo el menor ancho medido a una altura igual $\frac{3}{4}$ del canto útil a partir de la armadura longitudinal
- d : Canto útil de la sección

B. En elementos sin fisurar ($M_d < M_{fis,d}$):

Es el caso más común en pilares sometidos a un axil grande y momento flector pequeño o elementos pretensados. Particularmente, se debe corroborar que las tensiones de tracción en el alma no superen la resistencia a tracción del hormigón, y se comprueba a $d/2$ del apoyo.

$$V_{u2} = \frac{I b_0}{S} \sqrt{f_{ct,d}^2 + \sigma'_{cd} f_{ct,d}} \quad (2-8)$$

Con:

- $f_{ct,d}$: Resistencia de diseño del hormigón a tracción
- S : Momento estático de la sección bruta por encima de la fibra neutra, respecto a la fibra neutra
- I : Momento de inercia de la sección

En piezas sin presencia de compresión y pequeños momentos flectores, se podría plantear la idea de omitir colocar armadura longitudinal se la siguiente manera:

$$\tau_{m\acute{a}x,d} = \frac{V_{rd} S}{I b} < f_{ct,d} \quad (2-9)$$

Elementos con armadura transversal

Como se habló anteriormente, los cercos transversales entrarán en funcionamiento una vez que el alma de la pieza haya fisurado. Esto es posible, ya que existe una transferencia de tracciones del hormigón circundante a las barras que tratan de coser esa fisura. La Instrucción EHE-08 acepta la contribución del hormigón para resistir las tracciones en el alma, por lo que el valor de V_{u2} es:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (2-10)$$

A. Contribución del acero transversal V_{su} :

El valor de V_{su} se obtiene haciendo equilibrio en el modelo de la celosía y su valor es, básicamente, la componente vertical del esfuerzo en las armaduras que cosen una fisura. El número de cercos que cosen una fisura depende directamente del ángulo β que forman las bielas comprimidas y también el ángulo α formado por los cercos, ambos medidos respecto a la directriz del elemento.

$$V_{su} = z \sin \alpha (\cot \alpha + \cot \theta) \sum A_{\alpha} f_{y\alpha,d} \quad (2-11)$$

De donde:

- z : Es el brazo mecánico, con un valor aproximado de $z = 0.90d$
- $f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_{s90} que, por compatibilidad de deformaciones, no deberá tomarse $\geq 400MPa$
- A_α : Área total por unidad de longitud con ángulo α , $A_\alpha = \frac{n A_\phi}{st}$
- A_ϕ : Diámetro nominal del cerco
- n : Número de cercos por metro lineal
- st : Separación entre cercos

B. Contribución del hormigón V_{cu} :

Este valor es prácticamente igual al de vigas sin armadura transversal, pero se ha reducido el valor de 0.18 a 0.15.

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d \quad (2-12)$$

2.2.2. Eurocódigo 2 (EN1992-1-1)

Para una pieza de hormigón armado resista frente a esfuerzos transversales, debe comprobarse que:

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed} \quad (2-13)$$

Con:

- $V_{Rd,c}$: Resistencia a corte de elementos sin armadura transversal
- V_{Ed} : Es el cortante de cálculo

Si la expresión (2-13) no se cumpliera, significa que el elemento necesitaría obligatoriamente armadura transversal.

La norma indica que, en piezas sometidas a cargas distribuidas, es posible tomar el valor del esfuerzo cortante de cálculo a partir de una distancia “d”. Lo anterior aplica tanto para dimensionar la armadura transversal, para elementos que la posean. Para elementos que no cuenten con ella, se deberá revisar que las tensiones de tracción medias en el alma no sobrepasen la resistencia a tracción del hormigón. Por otro lado, impone verificar que el esfuerzo cortante máximo justo encima del apoyo sea menor que $V_{Rd,máx}$ (Ver Figura 2.11)

2.2.2.1. Agotamiento de la Biela Comprimida $V_{Rd,máx}$

El esfuerzo cortante máximo que puede aplicarse a una pieza de hormigón es:

$$V_{Rd,máx} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \frac{\cot(\theta) + \cot(\alpha)}{1 + \cot(\theta)^2} \quad (2-14)$$

Donde:

- α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado tensional de la zona comprimida ($\alpha_{cw} = 1$ para piezas de hormigón armado)
- b_w : El ancho más pequeño de la sección transversal en la zona traccionada
- z : Es el brazo mecánico, que puede aproximarse como $z = 0.90d$
- d : Canto útil de la sección
- v_1 : Coeficiente que reduce la resistencia para hormigones fisurados a cortante, con

$$v_1 = v = 0.6 \left[1 + \frac{f_{ck}}{250} \right] \text{ con } (f_{ck} \text{ en MPa})$$

- f_{cd} : Es la resistencia de diseño a compresión simple del hormigón
- α : Ángulo de los cercos medido a partir de la directriz del elemento
- θ : Ángulo de las bielas comprimidas. La EC-02 permite al proyectista elegir este ángulo entre $45^\circ \leq \theta < 68^\circ$

2.2.2.2. Agotamiento del Alma Traccionada $V_{Rd,c}$ $V_{Rd,s}$

Elementos sin armadura transversal

Se debe limitar el valor de $V_{Rd,c}$ para que no supere la resistencia a tracción a tracción del hormigón, entonces:

$$V_{Rd,c} \leq V_{Ed} \quad (2-15)$$

A. En elementos fisurados:

Para estos elementos se tiene, básicamente la misma expresión que la EHE-08 pero con diferente nomenclatura.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (2-16)$$

$$V_{Rd,cmin} = [v_{min} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (2-17)$$

Donde:

- $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$
- f_{ck} : Resistencia característica del hormigón a compresión
- γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón
- σ_{cp} : Tensión de compresión axial efectiva, en caso de presencia un axil importante o de pretensado
- k : Efecto tamaño ($\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$ $d = [mm]$)
- ρ : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal ($\rho = \frac{A_s}{b_0 d} \geq 0.02$)
- $v_{min} = 0.035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}$

B. En elementos sin fisurar:

El EC-02 considera la resistencia para estas piezas exactamente de la misma manera que la instrucción EHE-08:

$$V_{Rd,c} = \frac{I b_w}{S} \sqrt{(f_{ct,d})^2 + \alpha_1 \sigma_{cp} f_{ct,d}} \quad (2-18)$$

Con:

- $f_{ct,d}$: Resistencia de proyecto a tracción del hormigón
- S : Momento estático del área pro encima de la fibra que pasa por el centro de gravedad respecto a dicha fibra
- I : Momento de inercia de la sección

De igual manera, se deberá cumplir que:

$$\tau_{máx,d} = \frac{V_{Ed} S}{I b} < f_{ct,d} \quad (2-19)$$

Elementos con armadura transversal

El Eurocódigo considera nula la contribución del hormigón en elementos armados trasversalmente, puesto que trabaja con un modelo de celosía completamente plástico. Esto es una contradicción ya que, en elementos sin armadura, la resistencia se le atribuye en su totalidad al hormigón. En ese sentido, se puede concluir que es un cálculo bastante conservador y muy del lado de la seguridad. Entonces:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (2-20)$$

Donde:

- $V_{Rd,s}$: Esfuerzo cortante que soportan las armaduras, en su límite elástico

A. Contribución del acero transversal $V_{Rd,s}$:

El valor de la resistencia a cortante del acero transversal es básicamente el mismo que en la instrucción española, por lo que:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yw,d} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (2-21)$$

De donde:

- z : Es el brazo mecánico, con un valor aproximado de $z = 0.90d$
- $f_{yw,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_{sw} que, por compatibilidad de deformaciones, no deberá tomarse $\geq 400MPa$
- A_{sw} : Área de la armadura a cortante $A_{sw} = (No. cercos) A_\phi$
- A_ϕ : Diámetro nominal del cerco
- s : Separación entre cercos

Para elementos cargados en la parte superior con una luz de cortante comprendida entre $0.5d \leq a_v \leq 2d$, el Eurocódigo permite agregar una contribución $\beta = \frac{a_v}{2d}$ al valor de $V_{Rd,s}$, entonces:

$$V_{Rd,s} = V_{Rd,s} \frac{1}{\beta} \quad (2-22)$$

2.3. Modelo Basado en la Contribución de la Cabeza Comprimida (CCCM)

2.3.1. Contribución del Hormigón con Cercos Verticales

2.3.1.1. Agotamiento del Alma Traccionada $V_u = V_c + V_s$

Este modelo multicomponente [3], tiene en cuenta diferentes factores como lo son: la contribución del alma V_w , de la armadura longitudinal V_l , de la armadura transversal V_s y, por supuesto, el gran aporte de la cabeza comprimida V_{cc} . Vale la pena mencionar, que la participación de cada componente es variable a medida que crece el ancho de fisura.

$$V_u = V_{cu} + V_{su} = (V_{cc} + V_w + V_l) + V_{su} = f_{ctm} b d (v_c + v_w + v_l) + f_{ctm} b d v_s \quad (2-23)$$

Puede observarse en (2-23), que el aporte de cada una de las componentes puede medirse mediante las variables adimensionales v_c , v_w , v_l y v_s .

$$v_c = \xi \left\{ \left(0.88 + \left(0.2 + 0.50 \frac{b}{b_w} \right) v_s \right) \frac{x}{d} + 0.02 \right\} \frac{b_{v,eff}}{b} K_p \quad (2-24)$$

$$v_w = 167 \frac{f_{ctm} b_w}{E_{cm} b} \left(1 + \frac{2 G_f E_{cm}}{f_{ctm}^2 d} \right) \quad (2-25)$$

$$v_l = 0.23 \frac{n \rho}{1 - \frac{x}{d}} \rightarrow \text{si } v_s > 0 \quad ; \quad v_l = 0 \rightarrow \text{si } v_s < 0 \quad (2-26)$$

$$v_s = (d - x) \cot(\theta) \frac{A_{sw} f_{yw}}{s f_{ctm} b d} \approx \frac{0.85 d_s A_{sw} f_{yw}}{s f_{ctm} b d} \quad (2-27)$$

En general, todos los componentes de las ecuaciones (2-24) a (2-27) son conocidos, excepto:

- K_p : Es un coeficiente que considera el efecto de un axil en el momento de fisuración ($K_p = 1$ para flexión simple)
 - G_f : Energía de fractura que depende de f_{ck}
 - ξ : Que es el “Efecto tamaño-esbeltez” $\xi = \frac{2}{\sqrt{1 + \frac{d_0}{200}}} \left(\frac{d}{a} \right)^{0.2} \leq 0.45$
 - $\frac{x}{d}$: La posición relativa de la fibra neutra, que en servicio se calcula como
- $$\frac{x}{d} = n \rho \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n \rho}} \right) \approx 0.75 (n \rho)^{\frac{1}{3}} \geq 0.20$$
- d : El canto útil de la pieza ($d \geq 100mm$)

Mientras la carga continúa aumentando, las fisuras siguen abriéndose, haciendo que la contribución del alma se vaya reduciendo. Esto hace que las tensiones tangenciales se concentren alrededor del eje neutro, dentro del alma y la cabeza de compresiones. Puesto que la cabeza está sometida a un estado de tensiones biaxial, se considera que se logra la falla del elemento cuando las tensiones principales (σ_1, σ_2) alcanzan la envolvente de rotura del hormigón propuesta por Kupfer [8] en 1973, para la rama tracción-compresión. Se puede observar la envolvente de rotura en la Figura 2.12:

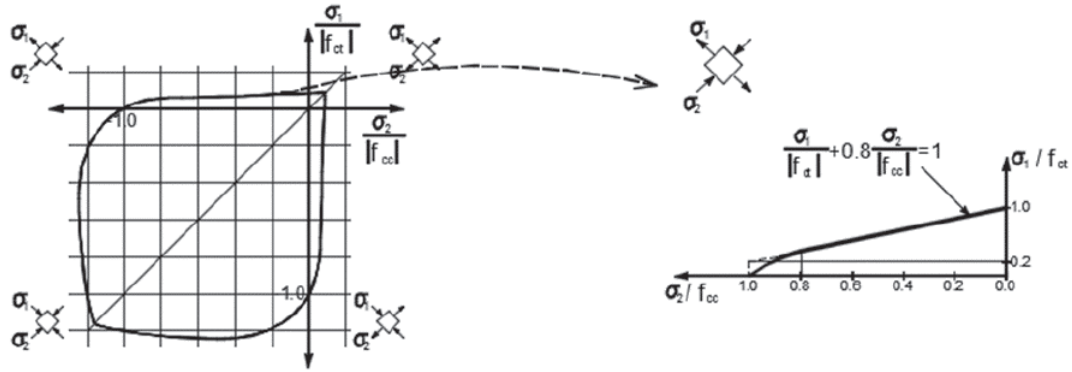


Figura 2.12 Envolvente de tensiones y la rama tracción-compresión

De lo anterior, se hizo notorio que la contribución de la cabeza comprimida v_c era mucho mayor que la transmisión de tensiones residuales de tracción en el alma v_w y el efecto pasador de la armadura longitudinal v_l . Entonces, a manera de simplificación, las dos anteriormente mencionadas se incorporaron en v_c para tener una expresión más compacta tipo “código”. Por tanto, se debe cumplir que:

$$V_{Rd} = V_{cu} + V_{su} \leq V_{Rd,m\acute{a}x} \quad (2-28)$$

La contribución de la cabeza comprimida de hormigón V_{cu} queda así:

$$V_{cu} = f_{ctm} b d (v_c + v_w + v_l) = 0.30 \xi \frac{x}{d} (f_{cd})^{\frac{2}{3}} b_{v,eff} d \quad (2-29)$$

Como dato importante, se debe mencionar que en un principio la ecuación dependía de la variable f_{ctm} y no de f_{cd} . En su forma original, la ecuación era racional y las unidades compatibles, por lo que también se puede escribir como:

$$V_{cu} = \xi \frac{x}{d} f_{ctm} b_{v,eff} d \quad (2-30)$$

Donde:

- $f_{ctm} = 0.3 * (f_{cm})^{\frac{2}{3}}$: Resistencia media a tracción del hormigón
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$: Resistencia media a compresión del hormigón
- $b_{v,eff}$: Ancho efectivo de la cabeza comprimida, que toma en cuenta si la sección es una “T” o “I” si $x > hf$ $b_{v,eff} = b_w + (b_v - b_w) \left(\frac{hf}{x}\right)^{\frac{3}{2}}$; si $x < hf$ $b_{v,eff} = b_v = b_w + 2 hf \leq b$
- b_v : Ancho eficaz de la cabeza comprimida secciones “T” o “I”, que tiene que ver con la distancia entre puntos de momento nulo “ L_0 ”. Entonces para vigas biapoyadas $b_v = b_w + \frac{L_0}{5}$
- L_0 : Distancia entre puntos de momento nulo en la viga

Asimismo, la contribución de la armadura transversal que incluye el confinamiento de los cercos a la cabeza comprimida queda como:

$$V_{su} = 1.4 \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (d - x) \sin \alpha (\cot \theta + \cot \alpha) \quad (2-31)$$

Donde:

- A_{sw} : Área de la armadura a cortante $A_{sw} = (No. cercos) A_{\phi}$
- A_{ϕ} : Diámetro nominal del cerco
- s : Separación entre cercos
- f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A_{sw} que, por compatibilidad de deformaciones, no deberá tomarse $\geq 400 \text{ MPa}$

De lo anterior, se puede decir que si $V_{Ed} > V_{cu}$ será necesario colocar armadura de refuerzo que resista el cortante restante:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed} - V_{cu}}{1.4 f_{yd} (d - x) \sin \alpha (\cot \theta + \cot \alpha)} \quad (2-32)$$

2.3.1.2. Agotamiento de la Biela Comprimida $V_{Rd,m\acute{a}x}$

La resistencia máxima a corte considerada en este método es igual a la del Eurocódigo, la cual ya se ha descrito anteriormente, entonces:

$$V_{Rd,m\acute{a}x} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \frac{\cot(\theta) + \cot(\alpha)}{1 + \cot(\theta)^2} \quad (2-33)$$

La única particularidad es que el ángulo de la biela comprimida depende la profundidad de la fibra neutra y se obtiene de la siguiente expresión:

$$\cot \theta = \frac{0.85 d}{d - x} \leq 2.50 \quad (2-34)$$

La ecuación (2-34) muestra que no hay un valor mínimo del ángulo θ , sin embargo, se restringe hasta un valor de 68° .

2.3.2. Contribución del Hormigón con Barras Levantadas

Otra de las particularidades del proyecto del puente de Gelida, es la presencia de barras levantadas en los extremos de la viga. Esto es de gran interés porque, a principios del siglo pasado, se colocaban de esta manera para hacer el anclaje de las barras en la zona superior y también para colaborar en la resistencia frente esfuerzos tangenciales. Gracias a su inclinación se puede considerar que las barras levantadas tienen una componente vertical V_α y otra horizontal H_α . La primera de ellas su sumaría al esfuerzo vertical de la contribución de los cercos verticales (En caso de que existieran) y la segunda interviene en el equilibrio de fuerzas horizontales, afectando el esfuerzo horizontal de las barras longitudinales y a las compresiones en la cabeza. Entonces la expresión (2-23) pasaría a ser de la siguiente manera:

$$V_u = V_{cu} + V_{su} = (V_{cc} + V_w + V_l) + (V_{su} + V_\alpha) \quad (2-35)$$

$$v_u = f_{ct} b d (v_c + v_w + v_l) + f_{ct} b d (v_s + v_\alpha) \quad (2-36)$$

De acuerdo con el desarrollo realizado por el profesor Antonio Mari, mediante equilibrio de fuerzas, ha descubierto que esta componente horizontal hace que la fibra neutra de la sección baje y, por tanto, las dimensiones de la cabeza comprimida se incrementen. Aplicando esto al modelo CCCM, hace que la contribución de la cabeza comprimida a la resistencia a cortante de la sección aumente.

Se puede observar en la Figura 2.13 una viga de hormigón que cuenta con barras levantadas $A_{s\alpha}$ separadas a una distancia s_α . De hacer equilibrio se puede obtener:

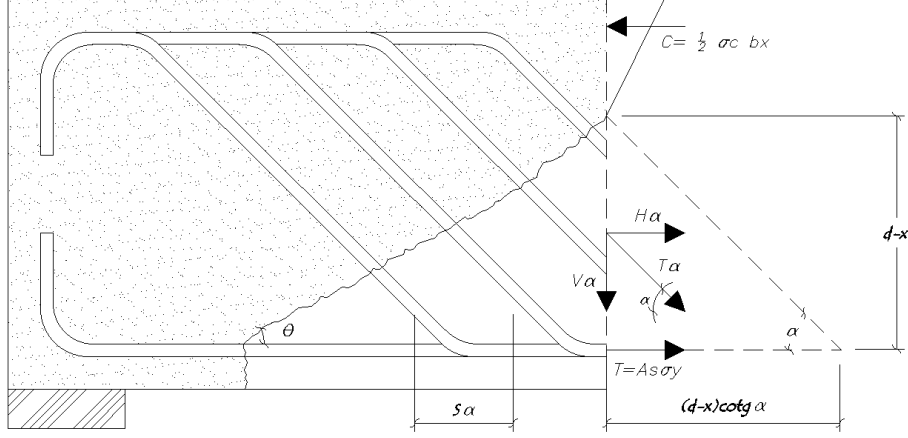


Figura 2.13 Viga de hormigón con barras levantadas

$$T_{\alpha} = \frac{A_{s\alpha}}{s_{\alpha}} f_{y\alpha} (d - x) \cot \alpha \quad (2-37)$$

$$H_{\alpha} = T_{\alpha} \cos \alpha \quad (2-38)$$

$$V_{\alpha} = T_{\alpha} \sin \alpha \quad (2-39)$$

Entonces, el esfuerzo debido a la proyección horizontal de las barras levantas (2-38) es:

$$H_{\alpha} = \left(\frac{A_{s\alpha}}{s_{\alpha}} f_{y\alpha} (d - x) \cot \alpha \right) \cos \alpha \quad (2-40)$$

Para adimensionalizar esta expresión, se puede dividir ambos lados de la expresión entre $f_{ct}bd$.

$$v_{\alpha} = \frac{H_{\alpha}}{f_{ct}bd} = \frac{A_{s\alpha}}{s_{\alpha}b} \frac{f_{y\alpha}}{f_{ct}} \cot \alpha \cos \alpha \left(1 - \frac{x}{d} \right) \quad (2-41)$$

Donde se puede llamar $\rho_{\alpha} = \frac{A_{s\alpha}}{s_{\alpha}b}$ a la cuantía de barras levantadas, para así englobar los primeros valores en λ_{α} para dejar la expresión en términos de $\frac{x}{d}$:

$$\lambda_{\alpha} = \rho_{\alpha} \frac{f_{y\alpha}}{f_{ct}} \cot \alpha \cos \alpha \quad (2-42)$$

$$h_{\alpha} = \lambda_{\alpha} \left(1 - \frac{x}{d} \right) \quad (2-43)$$

Habiendo definido la nueva fuerza horizontal, se puede hacer el equilibrio de fuerzas horizontales.

$$\sum F_x = H_\alpha + T - C = 0 \quad (2-44)$$

$$\frac{1}{2} \sigma_c b x = H_\alpha + A_s \sigma_s \quad (2-45)$$

Sabiendo que $\sigma_s = n \sigma_c \frac{d-x}{x}$ y que $A_s = \rho b d$, entonces:

$$\frac{1}{2} \sigma_c b x = H_\alpha + \rho b d n \sigma_c \frac{d-x}{x} \quad (2-46)$$

Dividiendo entre $f_{ct} b d$.

$$\frac{1}{2} \frac{\sigma_c}{f_{ct}} \frac{x}{d} = \lambda_\alpha \left(1 - \frac{x}{d}\right) + n \rho \frac{\sigma_c}{f_{ct}} \left(\frac{1 - \frac{x}{d}}{\frac{x}{d}}\right) \quad (2-47)$$

Finalmente, se puede obtener una ecuación de segundo grado multiplicando ambos lados de la expresión por $\frac{x}{d}$

$$\frac{1}{2} \frac{\sigma_c}{f_{ct}} \left(\frac{x}{d}\right)^2 - \lambda_\alpha \left(1 - \frac{x}{d}\right) \left(\frac{x}{d}\right) - n \rho \frac{\sigma_c}{f_{ct}} \left(1 - \frac{x}{d}\right) = 0 \quad (2-48)$$

$$\left[\frac{1}{2} \frac{\sigma_c}{f_{ct}} + \lambda_\alpha\right] \left(\frac{x}{d}\right)^2 + \left[n \rho \frac{\sigma_c}{f_{ct}} - \lambda_\alpha\right] \left(\frac{x}{d}\right) - n \rho \frac{\sigma_c}{f_{ct}} = 0 \quad (2-49)$$

Ahora haciendo sumatoria de momentos a la altura de las barras longitudinales.

$$\sum M = \frac{1}{2} \sigma_c b x \left(d - \frac{x}{3}\right) - H_\alpha \left(\frac{d-x}{2}\right) = 0 \quad (2-50)$$

Dividiendo la expresión entre $f_{ct} b d^2$

$$\frac{M}{f_{ct} b d^2} = \frac{1}{2} \frac{\sigma_c}{f_{ct}} \frac{x}{d} \left(1 - \frac{x}{3d}\right) - \frac{\lambda_\alpha}{2} \left(1 - \frac{x}{d}\right)^2 \quad (2-51)$$

Ahora sí:

$$\frac{M}{f_{ct} b d^2} = \frac{M}{M_{cr}} \frac{M_{cr}}{f_{ct} b d^2} = 0.2 \frac{M}{M_{cr}} \quad (2-52)$$

Finalmente, despejando $\frac{\sigma_c}{f_{ct}}$

$$\frac{\sigma_c}{f_{ct}} = \frac{0.2 \frac{M}{M_{cr}} + \frac{\lambda_\alpha}{2} \left(1 - \frac{x}{d}\right)^2}{\frac{1}{2} \frac{x}{d} \left(1 - \frac{x}{3d}\right)} = \frac{0.4 \frac{M}{M_{cr}} + \lambda_\alpha \left(1 - \frac{x}{d}\right)^2}{\frac{x}{d} \left(1 - \frac{x}{3d}\right)} \quad (2-53)$$

Entonces, se tiene un sistema de dos ecuaciones cuadráticas el cual se puede resolver sustituyendo σ_c de (2-53) en la ecuación (2-49), lo cual proporciona una ecuación polinómica de tercer grado. Otra manera de encontrar la solución a este sistema de ecuaciones es con el siguiente proceso iterativo:

1. Se supone un valor inicial para λ_α , se puede comenzar considerando $\lambda_\alpha = 0$ como si la viga no tuviera barras levantadas, entonces $\frac{x}{d} = \frac{x_\alpha}{d}$
2. Se obtiene un valor inicial de σ_c con la ecuación (2-53).
3. Se despeja $\frac{x}{d}$ de la ecuación (2-49) y sustituye σ_c , para así encontrar el primer valor de $\left(\frac{x}{d}\right)_1$

$$\left(\frac{x}{d}\right)_1 = \frac{\frac{\sigma_c b}{2} + \lambda_\alpha}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4 \left(\frac{\sigma_c b}{2} + \lambda_\alpha\right) (n p b \sigma_c)}{(n p b \sigma_c - \lambda_\alpha)^2}} \right] \quad (2-54)$$

4. Se elige un valor de convergencia $\left(\frac{x}{d}\right)_1 - \left(\frac{x}{d}\right)_1 \leq \varepsilon \approx 0.002$
5. Se repite la iteración hasta cumplir que $\varepsilon < 0.002$
6. Para resolver $\frac{x}{d}$ es necesario conocer $\frac{M_{cr}}{M}$, que se puede obtener por equilibrio como se observa en la Figura 2.14

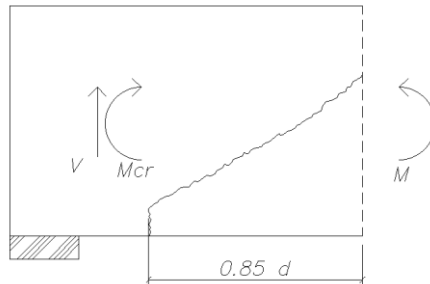


Figura 2.14 Esfuerzos existentes entre la sección recién fisurada y la cabeza comprimida

$$M = M_{cr} + V_{cu} 0.85d \quad (2-55)$$

$$\frac{M}{M_{cr}} = 1 + \frac{V_{cu} 0.85d}{M_{cr}} \quad (2-56)$$

$$\frac{M_{cr}}{M} = \frac{1}{1 + \frac{V_{cu} 0.85d}{M_{cr}}} \quad (2-57)$$

Suponiendo que $\frac{M_{cr}}{M} \approx 0.5$, la solución se puede representar gráficamente en función de λ_α y el incremento respecto de x_α , y puede expresarse como

$$\frac{x_\alpha}{d} = \frac{x}{d} + 0.42 \frac{M_{cr}}{M} \left[1 - \frac{1}{3} n\rho \right] \lambda_\alpha \quad (2-58)$$

Se puede ver que la expresión (2-58) está en función de la relación $\frac{x}{d}$ para vigas con o sin cercos verticales más un incremento debido a las barras levantadas, con un error de aproximadamente 0.6 %. Esta expresión es bastante versátil, pues está basada en las expresiones comúnmente utilizadas por cualquier ingeniero hoy en día. En la Figura 2.15 se puede ver como incrementa la relación $\frac{x}{d}$ para diferentes valores de λ_α (Que, a su vez, ésta depende de la cuantía de barras levantadas ρ_α). También se puede observar que la presencia de barras levantadas puede llegar a aumentar la profundidad de la fibra neutra desde un 32.08% para cuantías de acero longitudinal altas y hasta un 58.66% para cuantías de acero longitudinal bajas.

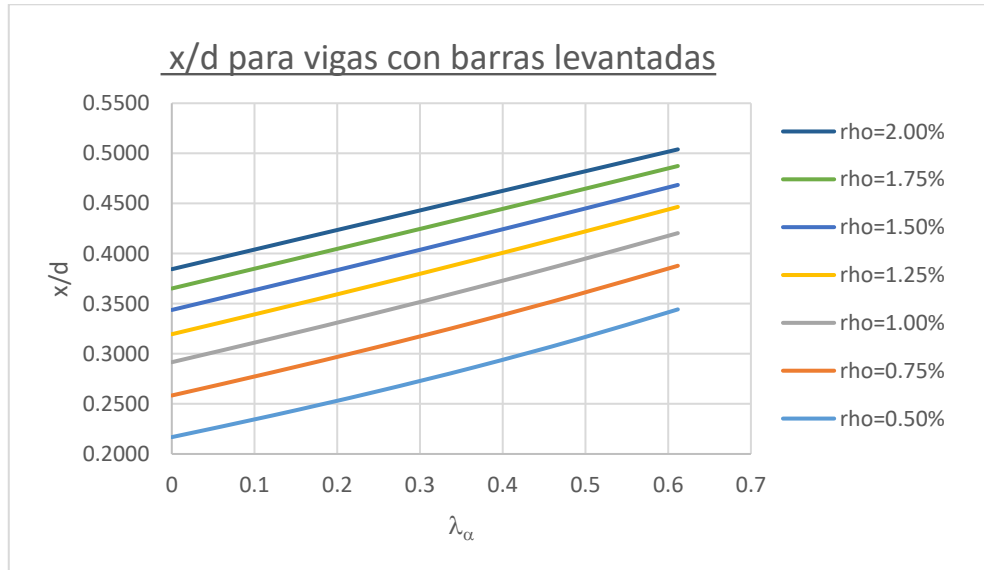


Figura 2.15 Relación x/d en función de λ_α y con $M = 2M_{cr}$

Para encontrar el valor de la contribución de la cabeza comprimida, será necesario volver iterar, pues v_c depende de $\frac{x_\alpha}{d}$. Entonces, estas iteraciones se deben hacer dentro de la solución de la ecuación de Mohr para v_c .

$$v_c = 0.682 R_T \frac{x_\alpha}{d} \sqrt{\frac{\sigma_{max}}{R_T}} \quad (2-59)$$

Donde:

$$R_T = 1 - 0.8 \frac{\sigma_{II}}{f_{ck}} \quad (2-60)$$

$$\sigma_{II} = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (2-61)$$

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (2-62)$$

$$\tau = \frac{v_c}{0.682 \frac{x_\alpha}{d}} \quad (2-63)$$

Finalmente, para facilitar el cálculo, la contribución de la cabeza comprimida v_c puede expresarse en función de la contribución de la componente horizontal de las barras levantadas v_α y de la profundidad del eje neutro para una sección rectangular arbitraria $\frac{x}{d}$ con la siguiente ecuación:

$$\frac{V_c}{f_{ctm} b d} = v_c = 0.84 \frac{x}{d} + 0.12 v_\alpha + 0.03 \quad (2-64)$$

El resto de expresiones adimensionales de las diferentes contribuciones frente a cortante que dependen de la posición de la fibra neutra de la viga con barras levantadas $\frac{x_\alpha}{d}$, son:

$$\frac{V_w}{f_{ctm} b d} = v_w = 167 \frac{f_{ctm} b_w}{E_{cm} b} \left(1 + \frac{2 G_f E_{cm}}{f_{ctm}^2 d} \right) \quad (2-65)$$

$$\frac{V_\alpha}{f_{ctm} b d} = v_\alpha = \frac{A_{s\alpha} f_{y\alpha}}{s_\alpha b f_{ctm}} \sin \alpha (\cot \theta + \cot \alpha) \left(1 - \frac{x_\alpha}{d} \right) \quad (2-66)$$

$$\frac{V_l}{f_{ctm} b d} = v_l = 0.23 \frac{n \rho}{1 - \frac{x_\alpha}{d}} \rightarrow \text{si } v_s > 0 \quad ; \quad v_l = 0 \rightarrow \text{si } v_s < 0 \quad (2-67)$$

$$\frac{V_s}{f_{ctm} b d} = v_s = (d - x_\alpha) \cot(\theta) \frac{A_{sw} f_{yw}}{s f_{ctm} b d} \approx \frac{0.85 d_s A_{sw} f_{yw}}{s f_{ctm} b d} \quad (2-68)$$

En la Figura 2.16, se observa como a medida que se incrementa la cuantía de barras levantadas, se incrementa la profundidad de la fibra neutra y con esto la contribución a cortante de la cabeza comprimida.

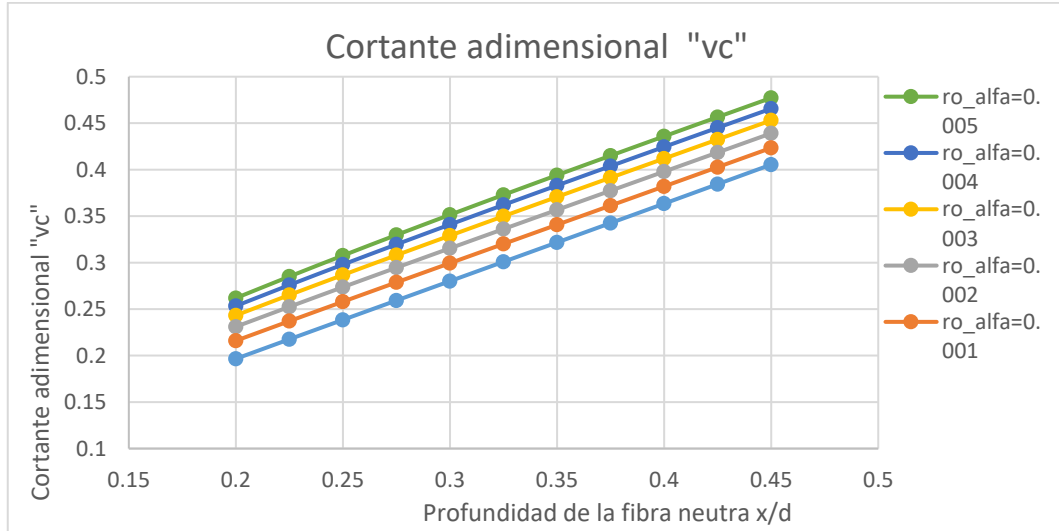


Figura 2.16 Incremento de "vc" para diferentes valores de ro_alfa

2.4. Factor de Sobreresistencia para vigas no esbeltas (con $\frac{a}{d} \leq 2.5$)

Como se ha visto previamente, las “regiones D” tienen una mayor resistencia a cortante puesto que la carga baja directamente hacia el apoyo en forma de una biela comprimida. Aquí es posible utilizar un Modelo de Bielas y Tirantes, ya que permite descomponer un complejo campo de tensiones en un sistema de fuerzas equilibrado compuesto por bielas comprimidas y tirantes traccionados. Este método es bastante certero para diseñar elementos como vigas de gran canto, cimentaciones rígidas y vigas con cargas puntuales aplicadas cerca de los apoyos. Para tomar en cuenta lo anterior, el EC-2 permite utilizar un factor reductor de cortante $\frac{a}{2d} \geq 0.25$ en su modelo de vigas esbeltas para una relación $\frac{a}{d} \leq 2$, mostrando una gran dispersión en sus resultados.

En el artículo “*Shear Strength of Non-slender Reinforced Concrete Beams*” [9] publicado a finales de 2019 ha extendido el modelo “CCCM” para vigas no esbeltas, con una relación de luz de cortante y canto útil $\frac{a}{d} \leq 2.5$. Identificando las diferencias de comportamiento entre vigas esbeltas y no esbeltas y gracias al carácter mecánico del modelo, se ha podido adaptar la contribución del hormigón frente al cortante con una sencilla ecuación de uso diario. Las principales consideraciones tomadas en cuenta para adaptar el “CCCM” a vigas no esbeltas son las siguientes:

1. Las deformaciones no son planas, contribuyendo al incremento a la profundidad de la fibra neutra mientras más se acerca al apoyo.
2. La distribución de tensiones en las “regiones D”, genera una fisura crítica que va directo desde el punto de aplicación de la carga hasta el apoyo.
3. Cuando la carga se aplica en el lado opuesto de la reacción, aparecen en la cabeza comprimida tensiones de compresión verticales σ_y , apareciendo un efecto de confinamiento.

Finalmente, aparece el factor de sobreresistencia K_{ad} en forma un polinomio de segundo orden:

$$K_{ad} = 1 + \left(2.5 - \frac{a}{d}\right)^2 \quad (2-69)$$

Se puede añadir el valor de K_{ad} a la ecuación (2-30), para así encontrar el valor de la contribución del hormigón a cortante para vigas no esbeltas:

$$V_{cu} = \xi \frac{x}{d} K_{ad} f_{ctm} b_{v,eff} d \quad (2-70)$$

Se puede observar que para valores de $\frac{a}{d} = 2.5$, $K_{ad} = 1$ por lo que el valor de V_{cu} corresponde al de vigas esbeltas.

3. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE Y ELEMENTOS A ENSAYAR

3.1. Localización del Puente

Este puente se encuentra a las afueras de la ciudad de Barcelona y pasa justo al lado de la Autopista del Mediterráneo AP-07 dentro de la Comunidad Autónoma de Cataluña, como se observa en la Figura 3.1. En principio, el puente era parte del antiguo camino vecinal BV-2249 que comunicaba al pueblo de Gelida con otro llamado San Lorenzo de Hortóns (Ver Figura 3.2).



Figura 3.1 Localización georreferenciada del puente [10]



Figura 3.2 Camino vecinal BV-2249 [11]

3.2. Descripción Cronológica del Proyecto Original

A principios de septiembre se ha realizado una visita al Archivo Histórico de la Diputación de Barcelona en búsqueda de los documentos originales del proyecto. A continuación, se comentarán los aspectos más importantes del proyecto del puente, así como las diferentes modificaciones que sufrió durante su concepción.

3.2.1. Propuesta del Puente del año 1922

El primer puente fue un viaducto de 94 metros de longitud que salvaba el valle del río Anoia. La estructura se consideró como un sistema a base de pórticos, los cuales estaban rígidamente unidos en la unión pilar-viga. En la Figura 3.3 se puede observar la primera estructuración del puente la cual, consideraba 3 pórticos de 3 vanos cada uno, de luces iguales de aproximadamente 9.60 metros. Los soportes del puente eran una serie de pilares cuadrados de hormigón zunchado de sección cuadrada. Éstos a su vez eran apoyados en encepados rectangulares y pilotes de hormigón armado, hincados en el subsuelo del río.

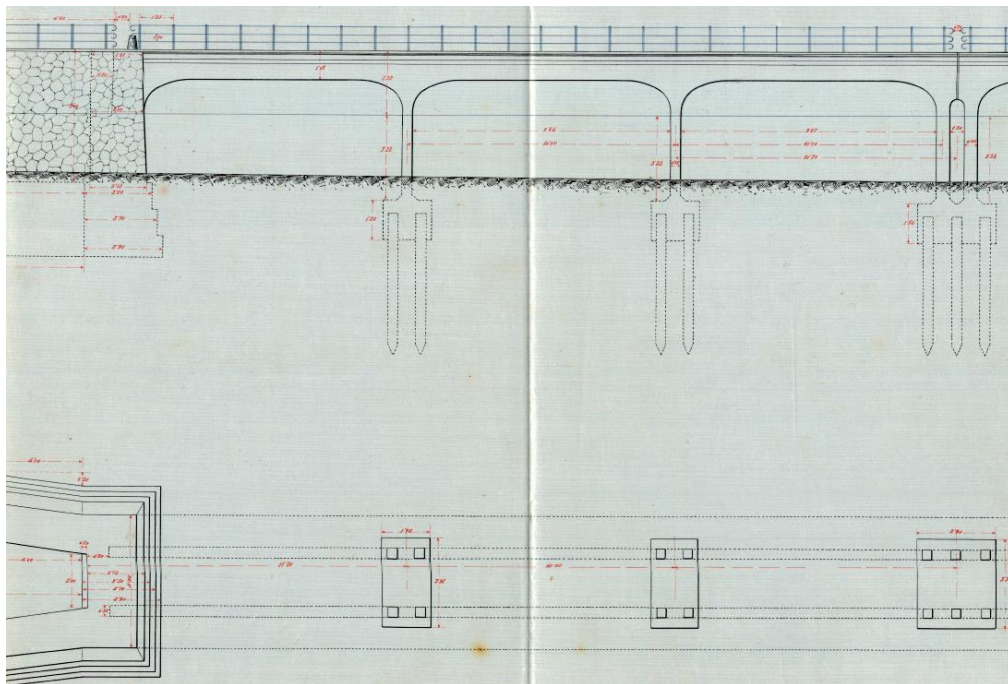


Figura 3.3 Primera estructuración del puente a base de pórticos [12]

La losa era una sección en “doble T” de canto variable, el cual se incrementaba al aproximarse a la zona de apoyos. En la Figura 3.4 se puede ver el armado de la viga en las secciones de centro vano y sobre el apoyo. Como se mencionó anteriormente, la losa del puente se encontraba rígidamente apoyada en los pilares por lo éstos recibían una fracción de momentos flectores. En la Figura 3.5, se observa con gran detalle el armado de la conexión entre la viga y el pilar. De la misma manera, llama la atención como los ingenieros de la época generaban dobleces a 45° en zonas donde la armadura longitudinal de

la parte inferior dejaba de ser necesaria. Posteriormente, levantaban la armadura a la zona de momentos negativos para, por un lado, como se aprecia en la Figura 3.5 generar ese anclaje importante con los ganchos de 180° y, por otro, resistir las tracciones en la parte superior de la sección transversal. Otro beneficio de las barras levantadas es el gran aporte que tienen frente a esfuerzos tangenciales, aspecto que se describirá a profundidad más adelante.

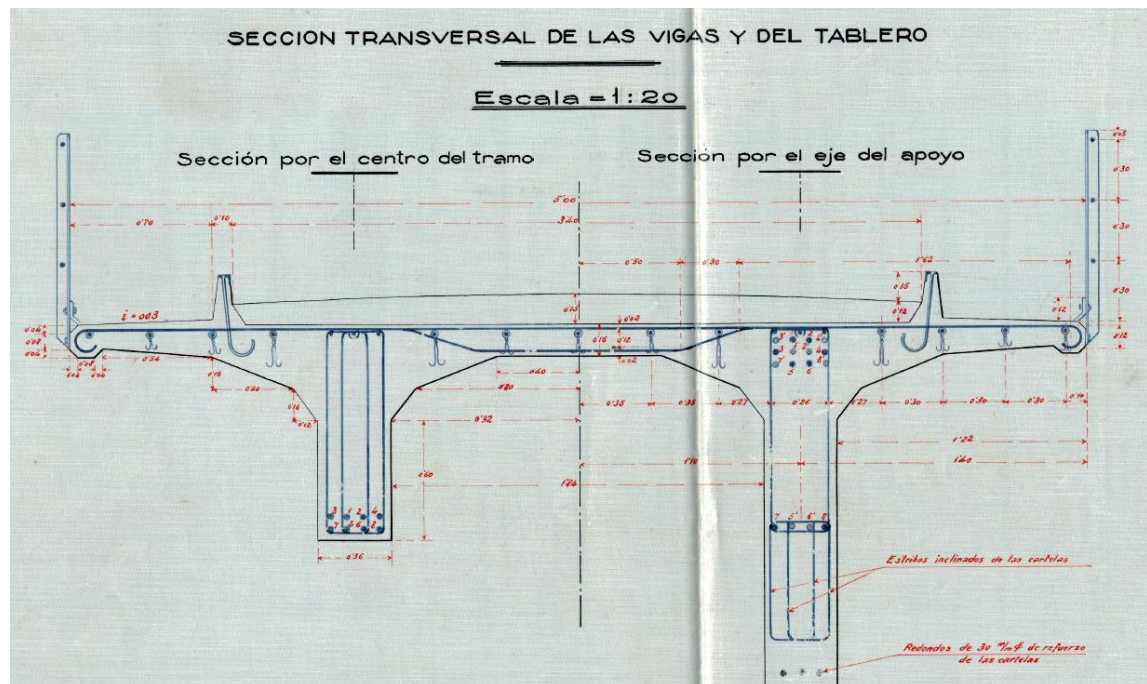


Figura 3.4 Sección transversal tipo del puente biempotrado [12]

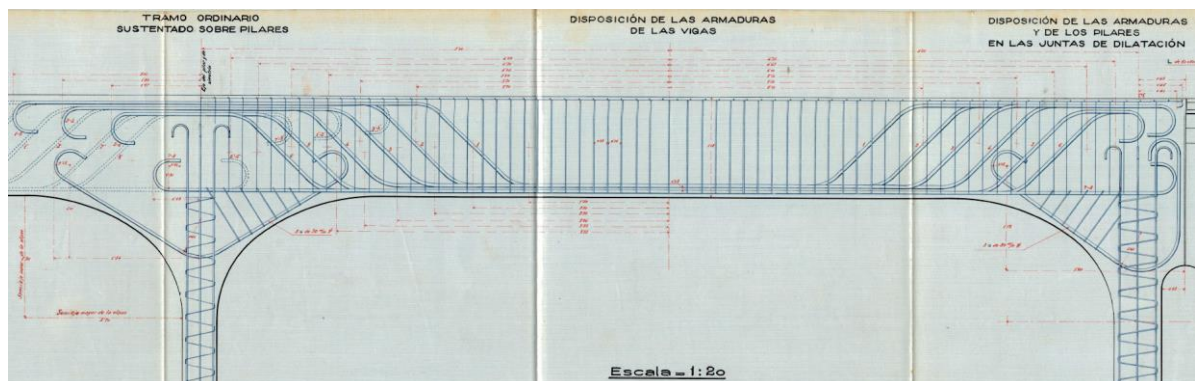


Figura 3.5 Disposición del armado longitudinal de la viga [12]

3.2.2. Proyecto Definitivo del año 1932

Posteriormente y por razones desconocidas al autor, se presentó una nueva propuesta de proyecto del puente en el año 1932. En ella se observó una modificación sustancial del proyecto, puesto que hubo cambios en la longitud total del puente y en su esquema estático.

En esta nueva edición, se aumentó la longitud total del puente alcanzando poco más de 120 metros, dejando así 11 vanos independientes e isostáticos de 10 metros de luz cada uno, como se aprecia en la Figura 3.6. Se cambió el conjunto de pilares por grandes pilas de hormigón revestidas de mampostería, considerando que la losa del puente no transmitiría ningún momento flector a los apoyos. En cuanto a la cimentación, se hicieron zapatas aisladas bajo cada pila.

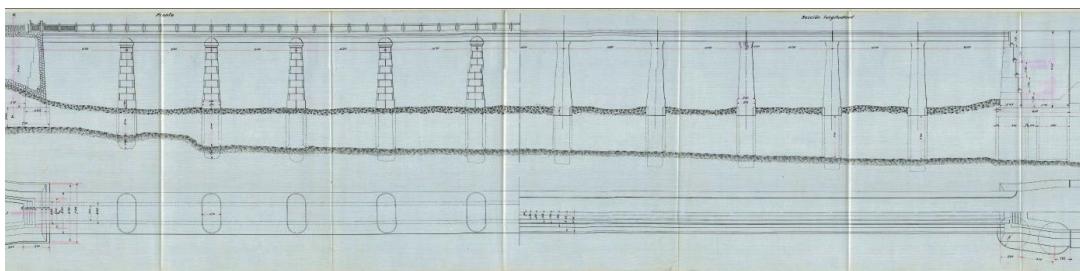


Figura 3.6 Elevación longitudinal y planta arquitectónica del puente [12]

En este nuevo proyecto, las vigas conservaron su forma de sección en “doble T” pero ahora de canto constante, hechas de hormigón armado con una resistencia a compresión de 25 MPa (250 kg/cm²). Sin embargo, y como ya se mencionó anteriormente, esta vez las vigas fueron colocadas simplemente apoyadas. En la Figura 3.7 se aprecia que la sección transversal del puente, la cual prácticamente conservó las dimensiones del diseño anterior. Tiene un ancho de ala superior, que hace las veces de calzada, de 5 metros de ancho y un canto promedio de 0.16 metros. Las almas tienen un ancho de 0.36 metros y una separación entre ellas de 1.84 metros. Esta separación tan exacta era elegida para hacer que el rodamiento de los vehículos pasara justo encima de las almas. Después, la longitud total del voladizo de las alas era de 1.40 metros y la sección tenía un canto total de 1.08 metros.

Debido al cambio de esquema estático, se hace obvia la concentración de armadura longitudinal en la parte inferior de la viga. Se colocaron 10 barras lisas con 30 mm de diámetro, de acero dulce con límite elástico promedio de 240 MPa (alrededor de 2500 kg/cm²). En la Figura 3.8 se observa el habilitado de la armadura longitudinal, así como la posición de las barras levantadas.

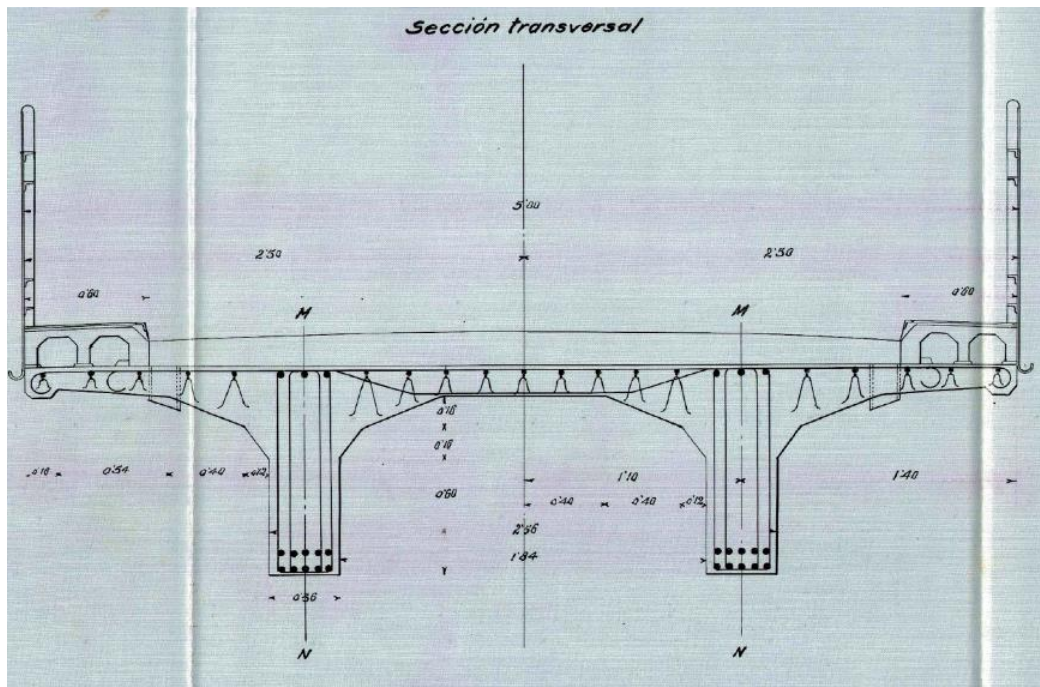


Figura 3.7 Sección en doble T del puente [12]

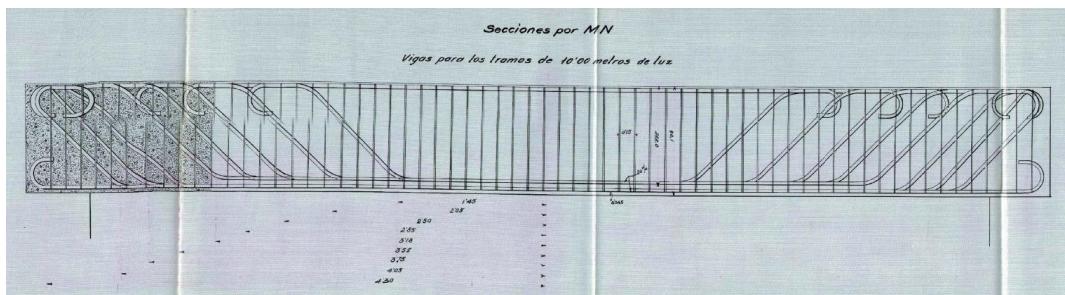


Figura 3.8 Sección longitudinal del puente, donde se muestra el armado a flexión de la viga, así como sus anclajes [12]

3.3. Descripción de los Materiales Utilizados en la Época.

En este subcapítulo, se dará una breve reseña de las características más importantes de los materiales que se utilizaban a principios del siglo pasado. Se comentará también el proceso de fabricación del hormigón y del acero, y se discutirán las principales diferencias entre los materiales antiguos y los que se usan actualmente.

3.3.1. Hormigón.

De manera global, la diferencia más importante entre el hormigón de esa época al que se hace hoy en día es la dosificación. Los componentes básicos del hormigón eran, como lo son ahora, el cemento, los áridos finos y gruesos. Se solía variar la proporción de los tres elementos desde 1:2:4 hasta 1:4:8. En términos generales, el agua necesaria para el fraguado era el 30% del peso del cemento, y se tenía la creencia que la variación la misma no afectaba la resistencia del hormigón. El cemento se dosificaba en base a su peso puesto que, en ese tiempo, el cemento se comercializaba en sacos de 50 kg y barricas de 170 kg. Por otro lado, la grava y la arena se medían en unidades de volumen, que a su vez eran convertidos a número de sacos o barricas de cemento.

Según el ingeniero de caminos de Zafra [13] clasificaba el hormigón, según la cantidad de agua de amasado en:

- *Plástica:* Esta era la mezcla más seca de todas y la que, experimentalmente, encontraban que daba la mayor resistencia. Por otro lado, la trabajabilidad de este hormigón era baja y requería de un apisonado mucho más enérgico.
- *Jugosa:* Tenía una resudación abundante y era difícil conservar su forma sin encofrados. Era el hormigón más fácil de trabajar y dotaba de una buena adherencia a las barras de acero.
- *Fluida:* Esta era más bien una especie de mortero, puesto que era la más líquida de todas.

A continuación, se darán a conocer las creencias que tenían ingenieros como De Zafra o Ribera [14] en cuanto a la fabricación de un buen hormigón, así como la calidad de los componentes del mismo.

En principio, se consideraba que la forma del árido era de gran importancia para aumentar la compacidad de la mezcla de hormigón. Contrario a lo que se piensa ahora, los ingenieros preferían usar como cantos rodados como árido grueso a la piedra triturada. Asimismo, atribuían una mejor adherencia a las piedras redondas, gracias a la mayor superficie de contacto entre ellas y la pasta de cemento.

En cuanto a la granulometría, tenían ciertos parámetros obtenidos empíricamente. El francés Rene Féret realizó estudios para obtener mezclas con la compacidad óptima en el año 1894. En la Figura 3.9 se muestran las leyes de Féret donde, en forma de isolíneas, se observa la compacidad de una mezcla en función de la cantidad y tipo de áridos. También decía que mientras el tamaño de las gravas no supera de 2 a 2.5 cm, la resistencia del hormigón no variaba.

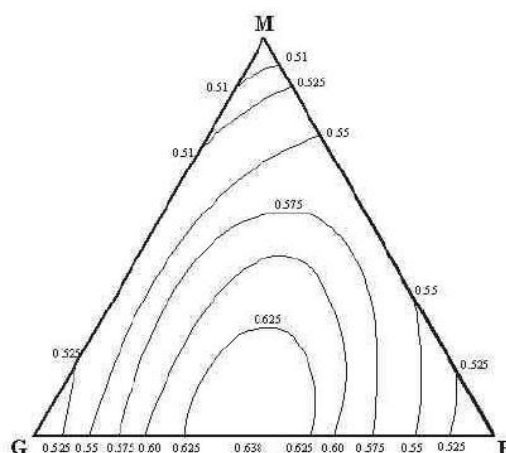


Figura 3.9 Isolíneas de compacidad (G: Gruesos, M: Medianos, F: Finos)

Del estudio anterior, Féret obtuvo que la mejor composición granulométrica de arenas era:

- Granos gruesos (de 2 a 5 mm): 50%
- Granos medios (de 0.5 a 2 mm): 15%
- Granos finos (menos a 0.05 mm): 35%

Para las gravas era preferible utilizar gravillas de 1 a 3 cm hasta gravas de aluvión desde 3 hasta 10 cm. Lo anterior se creía porque debido a la forma redonda, daba una gran trabajabilidad al hormigón.

Finalmente, Ribera [14] muestra en su libro una tabla donde se resumen los resultados de varios estudios realizados en la Escuela de Ingenieros de Madrid alrededor de los años 20's. La resistencia media a la compresión medida después de tres meses se muestra en la Tabla 3.1.

| Cantidad de Cemento (kg) | Resistencia Media a la Compresión del Hormigón (kg/cm ²) | Resistencia Media a la Compresión del Hormigón (MPa) |
|--------------------------|--|--|
| 100 | 100 | 10 |
| 150 | 140 | 14 |
| 175 | 155 | 15.5 |
| 200 | 180 | 18 |
| 250 | 185 | 18.5 |
| 300 | 200 | 20 |
| 350 | 250 | 25 |
| 400 | 280 | 28 |

Tabla 3.1 Resistencia media a la compresión en función del peso de cemento [14]

3.3.2. Acero de refuerzo

En las primeras apariciones de hormigón armado, a finales del siglo XIX el material primordial utilizado como refuerzo fue el “Hierro dulce”. Esto duró poco, ya que, por su bajo porcentaje de carbono (Entre 0.05 y 0.25%) lo hacían un material muy duro, pero bastante frágil. Poco más tarde, a inicios del siglo XX, se abrió camino en el ámbito de la construcción el “Acero dulce”. Por su composición poco más rica en carbono que sus predecesores (mínimo el 1.00%), le permitía desarrollar una zona bien definida de fluencia y por tanto una mayor ductilidad. Según de Zafra [13] el acero dulce tenía un límite elástico (Actual valor de f_y) de entre 2500 a 3000 kg/cm² (250 a 300 MPa) y un límite de rotura que variaba desde los 3700 hasta los 4500 kg/cm². En cuanto a su módulo de elasticidad tenía muy poca variación, pues iba desde los 2200000 a los 2250000 kg/cm² (220000 a 225000 MPa).

En esa época varios científicos buscaban una sección transversal que favoreciera la adherencia entre hormigón y acero. En la Figura 3.10 se pueden observar los primeros prototipos de barras de refuerzo, yendo desde secciones cuadradas hasta elípticas. Por su facilidad de fabricación y manipulación las barras lisas o “redondos” fueron las más utilizadas en su momento. Se le atribuía la adherencia entre ambos materiales, por un lado, a los efectos reológicos del hormigón como lo son la fluencia y retracción y mediante enlace químico entre la fina película de sales de calcio y hierro que se forma alrededor de la barra durante el hormigonado.



Figura 3.10 Barras de sección elíptica (Izquierda) y barra de sección cuadrada (Derecha) [13]

También, se solían generar ganchos en los extremos de cada barra individual para así proporcionar una adherencia extra a las barras de acero. Estos ganchos se hacían en zonas donde los momentos disminuyen y además cambian de signo, como en extremos de vigas biapoyadas o zonas de apoyo central. La manera de hacer los ganchos era la siguiente: Se colocaban barras con la longitud necesaria para reforzar las zonas traccionadas del hormigón. A partir de ahí, se doblaban con un ángulo de 45° y se levantaban hasta la parte superior. Se les daba una longitud de desarrollo en función del diámetro del redondo y finalmente se hacía el gancho de 180° como se observa en la Figura 3.11.

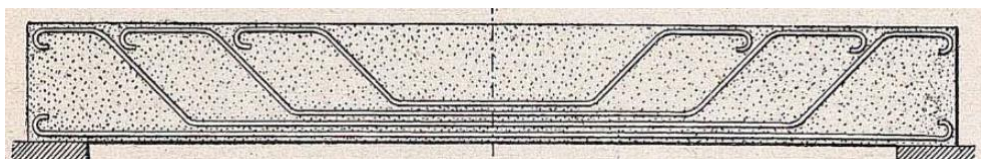


Figura 3.11 Disposición de la ferralla y ganchos de anclaje típicos de la época [14]

Durante ese tiempo no se solía usar los típicos cercos cerrados que se usan actualmente, sino que se utilizaban “horquillas” verticales como en la Figura 3.12, que además de resistir esfuerzos cortantes, servían como apoyo para la armadura longitudinal durante el hormigonado de las piezas.

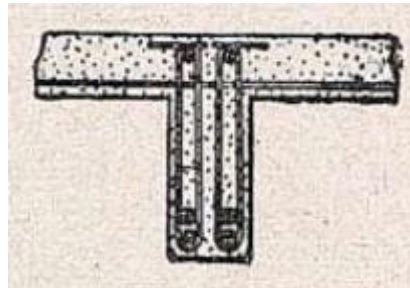


Figura 3.12 Armado transversal en forma de horquilla [14]

El catálogo de diámetros que ofrecían los fabricantes de acero era bastante amplio, comprendido desde los 5 hasta los 50 mm. Para vigas de puente y pilas robustas se utilizaban redondos de ente 15 y 50 mm, aunque se solía no rebasar los de 30 mm ya que se iba perdiendo la adherencia con el hormigón y su trabajabilidad también se veía disminuida.

En vista de su calidad de barra lisa, se debían de solicitar cada una de ellas con su longitud y diámetro exactos al fabricante. Es así, que era necesario hacer un despiece de todas las barras para cada uno de los elementos antes de hacer el pedido de acero. Toda esta operación previa se hacía en búsqueda de evitar los empalmes en obra, pues requería trabajo extra de los obreros. Cuando hacer empalmes era imprescindible, la solución más optima era producir el empalme con una longitud de desarrollo de treinta veces el diámetro de la barra, rematándolo con ganchos a 180° de longitud igual a seis veces el diámetro de la barra como indica la Figura 3.13.

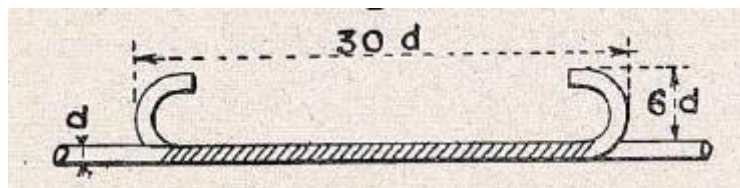


Figura 3.13 Detalle de solape de la época [14]

3.4. Elementos a ensayar

En este apartado, se comentará el procedimiento que se llevó a cabo para el desmontaje de las vigas, transporte a un sitio provisional dentro de la obra, el corte y perfilado de las piezas a ensayar y, por último, las maniobras que serán necesarias para el transporte de la obra al laboratorio.

3.4.1. Desmontaje de las vigas

Las tareas previas al desmontaje comenzaron desde mediados del mes de mayo del 2019. Empezaron con tareas básicas como la recuperación de la capa asfáltica, los hierros de las barandillas y demás elementos auxiliares. También se hicieron varias perforaciones en la losa del puente, por un lado, para hacer el refuerzo de las pilas para soportar el nuevo tablero y, por otro, para sujetar las cadenas de las grúas para su futuro traslado en obra. La Fotografía 3-1 fue tomada en una de las primeras visitas al sitio en donde se puede observar la calzada del puente en la que se estuvo realizando en las tareas antes mencionadas.



Fotografía 3-1 Visita al sitio (15 de mayo de 2019)

En el mes de julio, se eligieron las tres vigas que estaban en mejores condiciones con el visto bueno del personal de la empresa constructora “Pasquina” para, posteriormente, realizar su desmontaje definitivo. Se hicieron pasar cadenas a través de los cuatro agujeros que tenía cada viga en su losa, para así sujetarla de una mejor manera y con una grúa de gran capacidad poder moverlas. La Fotografía 3-2 muestra la maniobra de izamiento de uno de los tableros que, cabe mencionar, pesaba poco más de 35 toneladas. Después, con un camión se trasladaron dentro de la obra a un acopio cercano. La sección transversal real de la viga se puede ver en la Fotografía 3-3.



Fotografía 3-2 Desmontaje de las vigas con grúa (8 de junio de 2019)



Fotografía 3-3 Sección transversal del tablero del puente original (8 de junio de 2019)

3.4.2. Examinación de los Materiales y Estado de las Piezas

Previo al corte de las piezas se creyó pertinente hacer una inspección visual a las vigas, para revisar la calidad de los materiales, el deterioro producido por el paso del tiempo e integridad geométrica.

En general, el hormigón de las piezas tenía un aspecto muy pobre a primera vista. Se observó que en las zonas extremas de la pieza éste era bastante poroso y que había poca cohesión entre sus componentes, pareciese que se pudiera deshacer con las manos. Esto pudiera ser perjudicial para viga, puesto que esa es la zona de máximos esfuerzos cortantes y la capacidad de la biela comprimida pudiera condicionar la integridad de la viga. Por el contrario, en la zona de centro luz se observó un hormigón más compacto y de mejor calidad. Además, pareciera que no se llevó a cabo ningún control de calidad, puesto que no presentaba una granulometría definida. En la Fotografía 3-4 se aprecia la gran dispersión entre el tamaño mínimo y máximo de los agregados, que iba desde los 10 mm a los 70 u 80 mm



Fotografía 3-4 Corte en sobre viga, donde se muestra la variación de tamaño de los áridos.



Fotografía 3-5 Barra de refuerzo con una delgada capa de óxido alrededor

Respecto al acero de refuerzo, se pudo ver que en la mayoría de las barras había comenzado el proceso de oxidación. Esto a causa de la porosidad del hormigón y a que el río que pasaba bajo el puente genera un ambiente medianamente agresivo. Como se sabe, la corrosión va desencadenando ciertos efectos que pudieran ser perjudiciales en el hormigón. El que principalmente preocupa al autor es el efecto expansivo que tiene la barra hacia el hormigón circundante. Esto además de aplastar el hormigón, hace que se vaya perdiendo la adherencia entre los dos materiales. Además, debido a la falta de corrugado en las barras, la adherencia depende única y exclusivamente de la reacción química entre ambos materiales. En la Fotografía 3-5 se observa como ya existe una delgada capa de óxido alrededor de la barra.

3.4.3. Corte de las piezas

Debido a que el puente grúa con el que cuenta el laboratorio no tiene suficiente capacidad para levantar las vigas enteras, se decidió por cortar la viga en secciones más ligeras. Se propuso entonces cortar el tablero en cuatro vigas de sección “T” de longitud más pequeña, de modo que pesaran menos de 10 toneladas. En la Figura 3.14 se aprecia la sección transversal del tablero, donde se marca la forma y las dimensiones en que se decidió cortar longitudinalmente.

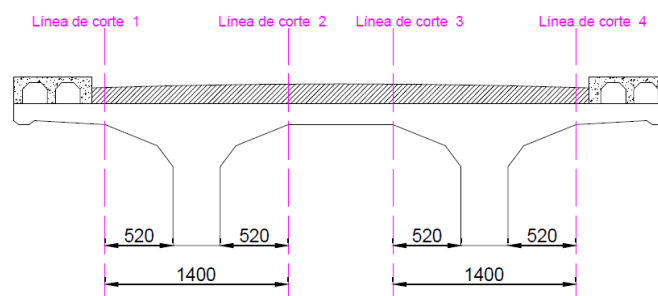


Figura 3.14 Propuesta de corte de la viga

El día 2 de octubre de 2019 iniciaron las operaciones de corte de todas las piezas, en la Fotografía 3-6 se observa las marcas que sirvieron como guía. Por otro lado, en la Fotografía 3-7 se aprecia que los cortes longitudinales se hicieron con una cortadora de disco colocada sobre la losa.



Fotografía 3-6 Líneas de corte sobre la viga (11 de octubre de 2019)



Fotografía 3-7 Corte de longitudinal de la viga (11 de octubre de 2019)

La Figura 3.15 muestra en planta la propuesta que hizo al contratista para hacer los cortes transversales a las vigas. Con esto, se dejaron las cuatro piezas con una geometría bien definida y su peso llegó a ser de aproximadamente 7.5 toneladas cada una. Dichos cortes se hicieron con una cortadora de cuerda giratoria con incrustaciones de diamante, como se ve en la Fotografía 3-8.

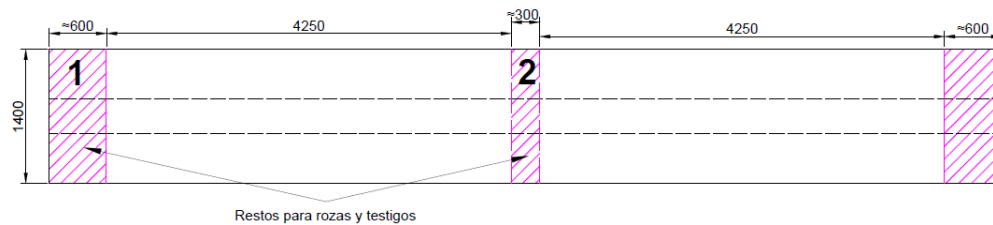


Figura 3.15 Propuesta de cortes trasversales y zona de extracción de testigos



Fotografía 3-8 Proceso de corte transversal en la viga (11 de octubre de 2019)

Con los trozos restantes marcados con el numero 1 y 2, se obtuvieron varios testigos de hormigón de 750 mm a diferentes alturas de la pieza, como se puede ver en la Figura 3.16.

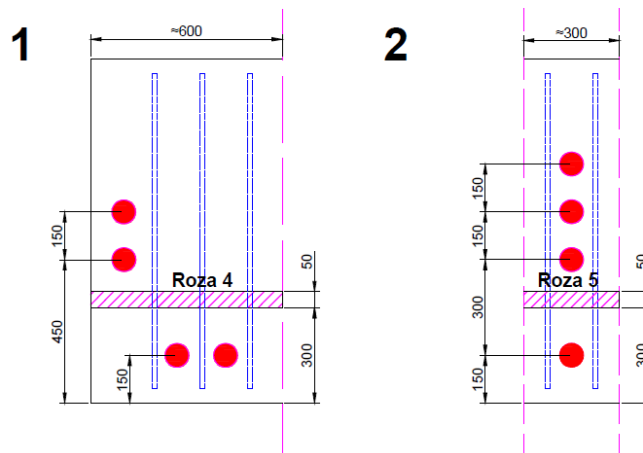


Figura 3.16 Puntos de extracción de testigos y rozas

En los primeros días de octubre de 2019 se realizaron las rozas y extracción de estos testigos. Debido a dificultades en obra, los puntos para obtener los testigos cambiaron. Finalmente, en la Fotografía 3-9 se ven los testigos pertenecientes a la zona 1 y en la Fotografía 3-10 los de la zona 2.



Fotografía 3-9 Testigos extraídos de la zona 1 (11 de octubre de 2019)



Fotografía 3-10 Testigos extraídos de la zona 2 (11 de octubre de 2019)

3.4.4. Transporte y Manipulación de las Piezas.

Una vez se tuvieron las piezas cortadas y los testigos en el laboratorio, fue necesario pensar la mejor manera de transportar las vigas desde el lugar de acopio en obra hasta el laboratorio de la UPC. Se sabía que se debían levantar con una grúa y colocar sobre un camión, sin embargo, se debería de cuidar la integridad de las vigas para que no se lastimaran durante el viaje. Por esto, se diseñaron unas placas de anclaje las cuales facilitaron su manipulación tanto en obra como en el laboratorio como se observa en la Figura 3.17. Las dimensiones de la placa fueron de 250 x 250 mm y un espesor de 15 mm, a la cual le hicieron 4 agujeros de 18 mm de diámetro, además, le fue soldada una barra doblada de 20 mm por donde se harían pasar las cadenas de la grúa.

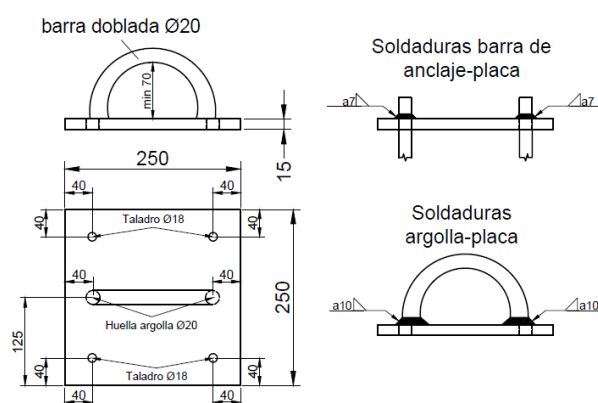


Figura 3.17 Placa de anclaje para manipulación de viga

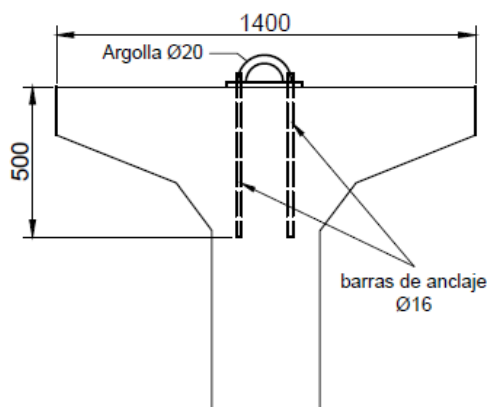


Figura 3.18 Profundidad de anclaje de las barras dentro de la viga

A sabiendas de la mala composición del hormigón fue necesario dar una buena longitud de anclaje a las barras de 16 mm. En la Figura 3.18 se ven los 4 barrenos que se le hicieron a la viga, con una profundidad de 500 mm y, posteriormente, se le colocó resina epoxi dentro de los agujeros para dar mejor adherencia entre ambos materiales.

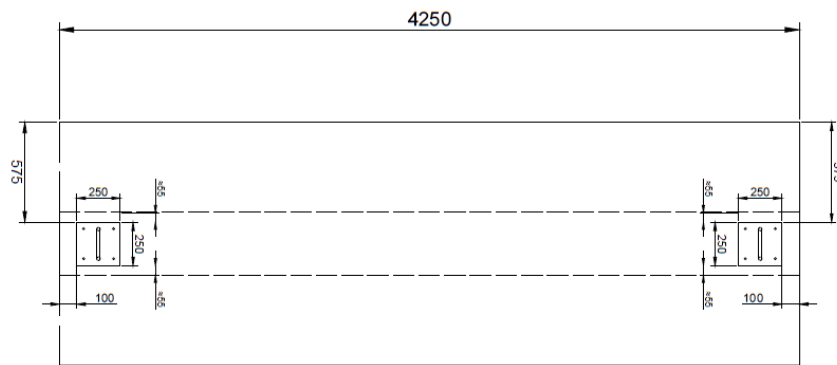


Figura 3.19 Posición de las placas de anclaje sobre la viga

En la Figura 3.19 se puede ver la configuración final de las placas de anclaje, además, se colocó una capa de resina epoxi entre la placa y la superficie de hormigón para uniformizar el contacto entre materiales.

Finalmente, se levantó la viga con una grúa haciendo pasad entre ambas horquillas una cadena y se acomodó sobre el camión. Para evitar el vuelco se instalaron un par de bancos de apoyo a ambos lados de cada viga durante el transporte hacia el laboratorio.

4. PLANTEAMIENTO DEL ENSAYO

4.1. Proceso de Caracterización de los Materiales

Al tratarse de una campaña experimental, es importante recabar la mayor información posible sobre el elemento estructural e ir descartando incertidumbres típicas que se tienen en cuenta con los coeficientes de mayoración y minoración al momento de diseñar. En ese sentido, pareció pertinente plantear los procedimientos necesarios para realizar ensayos de caracterización de los materiales de la viga. Con los datos que se obtendrán, se podrá predecir con mayor exactitud la carga de rotura de la pieza, así como el comportamiento de la pieza durante las diferentes fases de carga.

A continuación, se describirán a detalle los ensayos elegidos a realizar en los testigos de hormigón y acero. También se mencionarán las normativas que se deben seguir para obtener las características mecánicas deseadas en cada material.

4.1.1. Ensayo de Resistencia a Compresión

La resistencia a la compresión es la característica más importante en el proyecto y evaluación de elementos de hormigón armado. Para llevar a cabo esta prueba, la Instrucción Española EHE-08 recomienda basarse en los lineamientos establecidos en la norma UNE-EN 12390-3 [15] para “Ensayos de Hormigón Endurecido, Parte 4: Determinación de la Resistencia a Compresión de Probetas”.

4.1.1.1. Descripción General de los Testigos (Probetas)

Según la normativa, los testigos deberán tener las siguientes características para evitar colocar coeficientes de corrección:

- Que sean de sección circular de 150 o 300 mm.
- Que la pieza cilíndrica tenga una esbeltez geométrica de 2.
- El testigo no deberá tener barras de acero que pasen a través de él.
- La superficie superior deberá estar completamente lisa y libre de coqueas o asperezas.

Como se ya se ha comentado en el capítulo anterior, se obtuvieron 8 testigos de 2 zonas en particular (Fotografía 3-9 y Fotografía 3-10). En principio, debido a la gran densidad de armadura transversal y longitudinal fue complicado obtener testigos de 150 mm. Entonces, teniendo cilindros de 75 mm será necesario cortarlos en el laboratorio a una altura de 150 mm como se observa en la Fotografía 4-1, para así conservar la esbeltez geométrica de 2.



Fotografía 4-1 Líneas de corte transversal de testigos

4.1.1.2. Máquina de Ensayo

Los testigos deberán ser ensayados sobre una máquina que este calibrada y funcione siguiendo la norma EN 12390-4. El laboratorio cuenta con una prensa “Ibertest”, la cual cumple con la normativa anterior y que es capaz de aplicar hasta 3000 kN de compresión pura. En la siguiente Fotografía 4-2, se observa la prensa que se utilizará para los ensayos.



Fotografía 4-2 Prensa "Ibertest"

4.1.1.3. Procedimiento

1. Verificar que las superficies transversales del testigo estén completamente lisas y libres de cualquier imperfección. En su defecto, se deberá pulir o, en el peor de los casos, refrentar con mortero de azufre.
2. Limpiar los platos de carga de la prensa, eliminando cualquier gravilla u otros materiales de ensayos pasados. Asimismo, deberán estar libres de humedad o líquido que pudiera permitir el deslizamiento del testigo.
3. Colocar el testigo centrado respecto al plato inferior, con una aproximación de $\pm 1.00\%$ de su diámetro.
4. Bajar el embolo superior hasta aproximadamente 2 mm antes de hacer contacto con la cara superior del testigo.
5. Programar la prensa para aplicar una velocidad de carga constante, con una variación de 0.6 ± 0.2 MPa/s ($\text{N/mm}^2/\text{s}$).
6. Aplicar la carga hasta hacer fallar el testigo, parar la prueba y recabar la información del ordenador.

4.1.1.4. Valoración de la prueba

Para dar como válida una prueba se deberá observar e identificar el mecanismo de falla en cada uno de los testigos. El mecanismo de falla por excelencia en una probeta cilíndrica es el más parecido a dos planos de falla cónicos que se intersecan en el centro de la probeta. En la siguiente Figura 4.1 se observan algunos ejemplos de éste mecanismos de rotura satisfactorios.

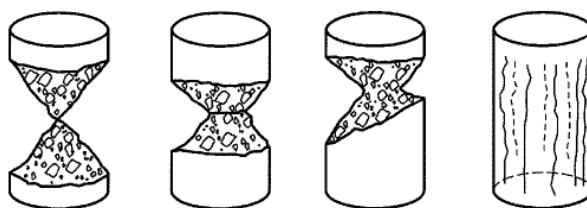


Figura 4.1 Mecanismos de falla satisfactorios [15]

Por otra parte, en la Figura 4.2 se presentan los varios mecanismos de falla que se consideran como no satisfactorios. Esto puede suceder por una mala colocación de la probeta sobre los platos de carga, como puede ser una excentricidad excesiva o con alguna inclinación. En el caso de probetas refrentadas con mortero de azufre, la falla del refrentado previa a la del hormigón se considera como una rotura no satisfactoria.

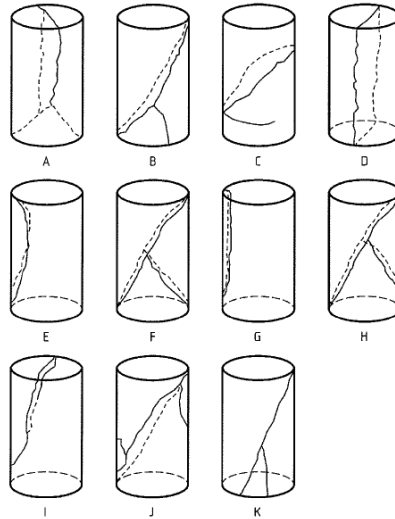


Figura 4.2 Mecanismos de falla no satisfactorios [15]

4.1.1.5. Representación de los resultados

Finalmente, la resistencia a compresión de una probeta se obtiene de la siguiente ecuación:

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (4-1)$$

Con

- f_c : Como la resistencia a compresión, en MPa (N/mm²). Con una aproximación de 0.1 MPa
- F : Como la carga máxima aplicada, en N
- $A_c = \frac{\pi D^2}{4}$: Como el área transversal del cilindro sobre la cual actúa la fuerza “F”, en mm²

El informe de cada probeta debe contener los siguientes datos:

- Identificación de la probeta con un nombre arbitrario y, si es posible, con una fotografía que lo abale.
- Sus dimensiones normalizadas y geometría.
- La carga máxima de rotura, en kN
- La resistencia a compresión, con una aproximación de 0.1 MPa.
- En caso de que ocurriera un mecanismo de falla no satisfactorio, identificarlo y compararlo con el tipo más parecido a los de la Figura 4.2.

Finalmente, y en caso de haber seguido todo lo anteriormente establecido, la resistencia a compresión de la viga estará dado por la media de las resistencias las probetas.

$$f_{c,m} = \frac{\sum_{i=1}^n (f_{c,i})}{n} \quad (4-2)$$

4.1.2. Ensayo de Módulo de Elasticidad en Compresión.

Ya que se someterá la viga de hormigón a flexión, es de interés conocer el módulo de elasticidad del hormigón, con esto, será posible definir mejor la rigidez a flexión del elemento. Para obtener este parámetro será necesario seguir la normativa UNE-EN 12390-13 [16] para “Ensayos de Hormigón Endurecido, Parte 13: Determinación del Módulo Secante de Elasticidad en Compresión”. Con esta normativa es posible extraer el Módulo Inicial $E_{c,0}$ medido durante el primer ciclo de carga, y el Módulo Estabilizado $E_{c,s}$ medido después de tres ciclos de carga-descarga. Para los fines particulares de esta campaña experimental, se presentará la metodología para obtener el Módulo Estabilizado (Método B).

4.1.2.1. Descripción General de los Testigos (Probetas)

Los requisitos que las probetas deben cumplir para este ensayo son exactamente los mismos que para la prueba de resistencia a compresión. Por lo que, en principio, se puede hacerse referencia al apartado 4.1.1 de este documento.

4.1.2.2. Máquina de Ensayo

Será posible utilizar la misma prensa “Ibertest”, antes descrita en el apartado 4.1.1 Otros requisitos necesarios para la prueba, y que también cumple dicha prensa, son:

- Deberá ser posible hacer variaciones de la carga aplicada a velocidad constante durante la prueba.
- Se podrá mantener la prensa a carga constante con una variación de $\pm 5.00\%$ durante periodos de tiempo determinados (“Holds”).

4.1.2.3. Instrumentación

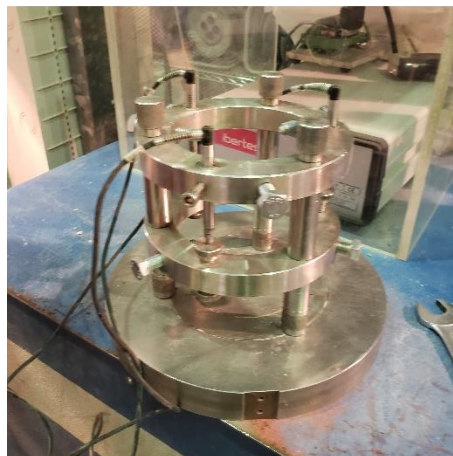
Para esta prueba, será necesario colocar instrumentos de medición vertical que permitan registrar el acortamiento longitudinal que sufrirá la probeta. Para este ensayo será necesario:

- Tres LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*), los cuales al estirarse o acortarse, registran una diferencia de voltaje. Esta diferencia de voltaje puede ser traducida en el alargamiento/acortamiento experimentado por el embolo exterior. Estos aparatos tienen una tolerancia de ± 5.00 mm, por lo que es importante ajustarlos contrarios a la dirección de la posible deformación de la probeta. En la Fotografía 4-3 se puede ver el tipo de LVDT que se utilizarán en la prueba.



Fotografía 4-3 LVDT

- Un marco para apoyo de LVDT, el cual es sujetado de manera externa a la probeta. Este instrumento permite, por un lado, colocar fijamente los LVDT y, por otro, la libre deformación de la probeta. Existen en el laboratorio de la UPC marcos para diferentes diámetros y tipos de probetas, se deberá utilizar el más pequeño para probetas cilíndricas de diámetro de 75 mm, como el que se observa en la Fotografía 4-4.



Fotografía 4-4 Apoyo para LVDTs

4.1.2.4. Procedimiento

1. Verificar que la superficie de los platos de carga se encuentre libre de cualquier impureza, gravilla o humedad, que pudiera mover o inclinar la probeta.
2. Previo a la colocación de la probeta en la prensa, colocar el marco para sujetar los LVDT. El marco cuenta con 3 émbolos estabilizadores que, en un principio, permiten centrarlo en el tercio medio de la altura de la probeta. En el anillo superior e inferior, hay 3 tornillos los cuales deben ajustarse a la probeta, de manera que no deslice el marco pero que tampoco dañe el espécimen. Una vez centrado el marco, insertar los 3 LVDT y quitar los postes metálicos para así permitir la libre deformación de la probeta. Los LVDT deberán ajustarse con una diferencia de ± 0.1 mm para que el ordenador pueda registrar el movimiento a diferentes escalas y que sea fácil de percibir.
3. Colocar el testigo junto con los instrumentos de medición, centrado respecto al plato inferior, con una aproximación de $\pm 1.00\%$ de su diámetro.
4. Bajar el embolo superior de la prensa hasta aproximadamente 2 mm, justo antes de hacer contacto con la cara superior del testigo.
5. Como se mencionó anteriormente, se seguirá el Método B donde deben hacerse tres ciclos de carga:
 - a. Se inicia colocando una tensión de precarga σ_p de aproximadamente el 0.5 MPa y se hace un hold (Todos los holds serán de 20 segundos).
 - b. Primer ciclo de carga: A partir de la tensión de precarga σ_p , se hacen incrementos de carga constantes de 0.6 ± 0.2 MPa/s hasta la tensión superior σ_a , de aproximadamente un 30% la tensión máxima f_c (Obtenida de los previos ensayos a compresión). Cuando se llega a σ_a se hace un hold, manteniendo la tensión constante con tolerancia de $\pm 5.00\%$ y se registra la deformación media del elemento ε_{a1} . Posteriormente, se hace un decremento de la tensión a velocidad constante de 0.6 ± 0.2 MPa/s hasta alcanzar la tensión de precarga σ_p . Finalmente se hace otro hold y se registra la deformación media ε_{p1} . (ε_{pi} y ε_{pi} se miden mediante $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$)
 - c. Segundo ciclo de carga: Se repite las operaciones descritas en “b” y se obtienen ε_{a2} y ε_{p2} al final del hold.
 - d. Tercer ciclo de carga: Se repite la operación realizada en “b” y se registra ε_{a3} al final del hold.
 - e. Al final del tercer ciclo es posible continuar incrementando la carga para obtener la resistencia a compresión de la probeta (Siguiendo los lineamientos descritos en el apartado 4.1.1).

En la Figura 4.3 se muestra gráficamente los tres ciclos de carga descritos anteriormente.

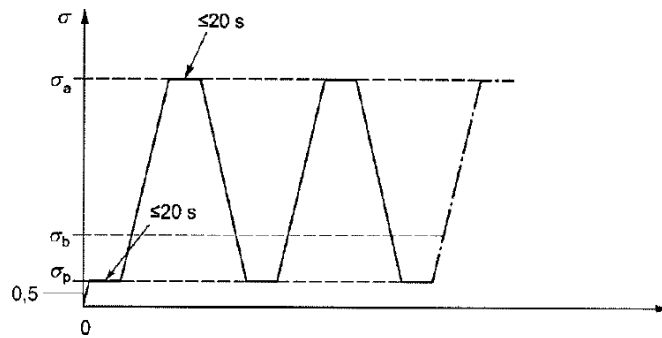


Figura 4.3 Ciclos de carga-descarga de la probeta [16]

6. Se deben obtener el valor medio de tensión de precarga σ_p^m y la tensión superior σ_a^m registrados por el ordenador.

4.1.2.5. Valoración de la prueba

Para dar como válida esta prueba se deberán realizar dos comprobaciones:

1. Durante el segundo ciclo de carga, la deformación ε_a no deberá diferir en más del 20% de la deformación media ε_{a2}^m .
2. Entre el segundo y tercer ciclo de carga la variación de ε_a no podrá ser superior al 10%.

En el caso de que no se cumpliera alguna de las dos comprobaciones anteriores, se deberá reajustar el ensayo y volver a comenzar. En caso de no poder reducir dichas variaciones la probeta será descartada.

4.1.2.6. Representación de los resultados

El módulo secante de elasticidad estabilizado $E_{c,s}$ se define como:

$$E_{c,s} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_s} = \frac{\sigma_a^m - \sigma_p^m}{\varepsilon_{a3} - \varepsilon_{p2}} \quad (4-3)$$

El informe debe contener los siguientes datos:

- Identificación de la probeta con un nombre arbitrario y, si es posible, con una fotografía que lo abale.
- Sus dimensiones normalizadas y geometría.
- El método empleado a para determinar el módulo secante de elasticidad (A o B).
- La resistencia a compresión de la probeta utilizada con una aproximación de 0.1 MPa.
- La diferencia de deformaciones en las comprobaciones anteriormente descritas.
- El módulo de elasticidad estabilizado $E_{c,s}$ obtenido mediante la ecuación (4-3) redondeado a 0.1 GPa (100 N/mm²).

Por último, el módulo secante de elasticidad del hormigón utilizado en la viga estará dado por la media de los resultados obtenidos en el resto de las probetas.

$$E_{c,s,m} = \frac{\sum_{i=1}^n (E_{c,s,i})}{n} \quad (4-4)$$

4.1.3. Ensayo de tracción de barras metálicas

Ya que las barras de acero que se utilizaron a inicios del siglo XX son completamente diferentes a las que se utilizan en la actualidad, es importante caracterizar dicho material. Para poder obtener las barras de refuerzo (Testigos), será necesario hacer rozas en los elementos de hormigón de desperdicio. La norma para obtener este valor es al UNE-EN ISO 6892-1 [17] para “Ensayos de Tracción de Materiales Metálicos, Parte 1: Método de Ensayo a Temperatura Ambiente”. Para este ensayo se recomienda seguir el Método B que se basa en la velocidad de puesta en carga, esto es, porque se desconoce por completo el comportamiento del material.

4.1.3.1. Descripción General de los Testigos

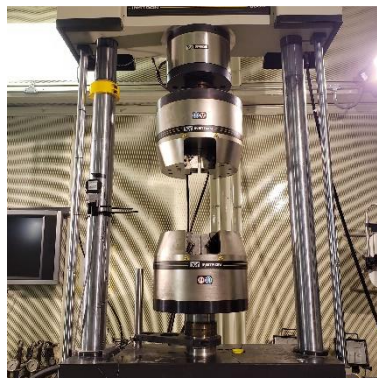
Según la normativa, los testigos deberán tener las siguientes características:

- Pueden ser de cualquier sección transversal (Incluyendo la circular)
- La longitud del testigo será de aproximadamente 20 veces su diámetro nominal
- El testigo puede o no estar mecanizado, si es que tiene un radio de acuerdo suave en la parte donde será sujeta.

Ya que para esta prueba es necesario colocar mordazas en los extremos de la barra, será necesario buscar barras de diámetros medianos o pequeños, de preferencia redondos de 8 mm o 10 mm con su sección transversal íntegra.

4.1.3.2. Máquina de Ensayo

En el laboratorio de la UPC se encuentra la prensa hidráulica “Instron”, la cual es capaz de aplicar alrededor de 65 kN de tracción en barras desde 6 mm hasta 26 mm. En la siguiente Fotografía 4-5, se observa la prensa que se utilizará para los ensayos.



Fotografía 4-5 Prensa "Instron"

4.1.3.3. Instrumentación

El resultado final de esta prueba es la gráfica tensión-deformación del material, por lo que es necesario instrumentar la probeta con:

- Un LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) con una tolerancia de ± 5.00 mm.

4.1.3.4. Procedimiento

1. Limpiar y retirar de cualquier resto de hormigón adherido a la barra, de manera mecánica o manual.
2. En el caso en que los extremos no tengan una superficie uniforme o que estén lastimados por las tareas de corte y extracción, cotar una porción del extremo o mecanizar la pieza.
3. Sujetar los extremos de las barras con cuñas o mordazas dentadas de acuerdo a diámetro nominal de la barra. Para evitar tener efectos indeseados, como la flexión, se pondrá empeño en centrar lo mejor posible la cuña/mordaza, dejando una longitud libre de ensayo de aproximadamente 10 diámetros (Con 100 mm es suficiente).
4. Colocar la pieza en la máquina y, para evitar excentricidades, aplicar una tensión que no sea superior al 5% del límite elástico aparente antes de comenzar la prueba.
5. Siguiendo el Método B de la norma, aplicar una velocidad de puesta en carga constante según el límite de elasticidad del material. Para aceros con un módulo de elasticidad $E \geq 150000 \text{ MPa}$ el intervalo de puesta en carga es de $6 \pm 60 \text{ MPa/s}$ ($\text{N/mm}^2/\text{s}$), para así, llevar la probeta hasta la falla.
6. Es necesario llevar una medición constante de los datos de la prueba para obtener la gráfica carga aplicada-alargamiento (Y posteriormente la gráfica tensión-deformación) del material.

4.1.3.5. Valoración de la prueba

Debido a la homogeneidad del material, la norma no indica ninguna prueba o comprobación para dar como válido un ensayo.

4.1.3.6. Representación de los resultados

Los resultados pueden expresarse graficando los valores de carga aplicada (R) contra alargamiento (e). El posible comportamiento del material se muestra la Figura 4.4, en la izquierda con carga de rotura mayor que el límite de fluencia (Comportamiento deseado) y a la derecha lo opuesto:

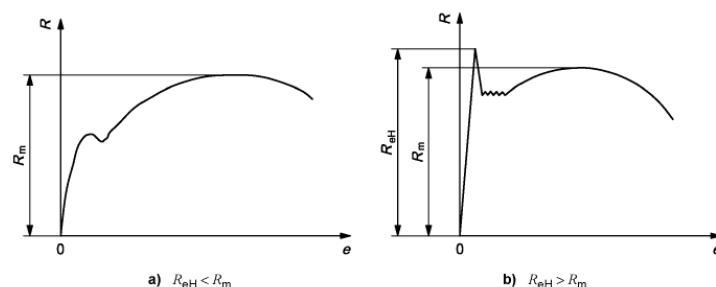


Figura 4.4 Posibles graficas carga-alargamiento del material [17]

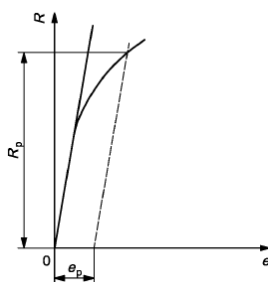


Figura 4.5 Definición del límite elástico del testigo [17]

Donde:

- R : Es el eje de ordenadas, que indica la carga aplicada al testigo, en kN
- e : Es el eje de las ordenadas, que indica el alargamiento del testigo, en mm
- R_m : Es la carga de rotura, en kN
- R_{eH} : Es el límite superior de fluencia, en kN
- R_p : Es el límite elástico convencional medido a partir de e_p , en kN (Ver Figura 4.5)
- e_p : Es el alargamiento elástico que ocurre justo cuando cambia de pendiente la grafica
- E_m : Será el módulo de elasticidad que, a su vez, es la pendiente de la recta hasta el valor del límite de fluencia, medido en MPa (N/mm^2) (Ver Figura 4.5)

Asimismo, se puede hacer la gráfica tensión-deformación unitaria al dividir las magnitudes de carga aplicada entre el área transversal del testigo (S_0) y obteniendo la deformación unitaria con $\varepsilon = \frac{\Delta e}{e_0}$.

El límite elástico y la tensión de rotura del material serán:

$$f_y = \frac{R_p}{S_0} \quad (4-5)$$

$$f_u = \frac{R_u}{S_0} \quad (4-6)$$

Con

- f_y : Como límite elástico del material, en MPa (N/mm²). Con una aproximación de 0.1 MPa
- f_u : Como tensión de rotura del material, en MPa (N/mm²). Con una aproximación de 0.1 MPa

El informe de cada testigo debe contener los siguientes datos:

- Identificación de la probeta con un nombre arbitrario y, si es posible, con una fotografía que lo abale
- Características de la probeta (sección transversal y material)
- Modo de control de ensayo y velocidad de puesta en carga real aplicada
- Resultados expresos de f_y , f_u y E_m , redondeados y con una aproximación de 0.1%
- Gráfica tensión-deformación unitaria del material

Finalmente, el límite elástico y la resistencia a tracción del acero empleado en la fabricación de la viga estará dado por la media de todas las probetas.

$$f_{y,m} = \frac{\sum_{i=1}^n (f_{y,i})}{n} \quad (4-7)$$

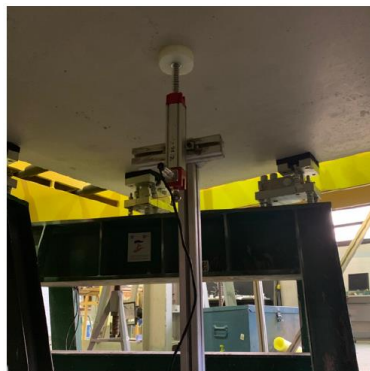
$$f_{u,m} = \frac{\sum_{i=1}^n (f_{u,i})}{n} \quad (4-8)$$

4.2. Instrumentación del ensayo

Durante el ensayo de la viga sucederán diferentes fenómenos de los cuales será importante recabar información. Por eso, es necesario de instrumentar diferentes puntos de interés, para así obtener y guardar datos que servirán más tarde en el postproceso. Por otra parte, la instrumentación también servirá para que, durante la prueba, se pueda monitorear la estabilidad de la viga para seguridad del equipo que esté trabajando en ella. A continuación, se enumerarán los instrumentos de medición que el autor considera necesarios para la buena realización de la prueba.

4.2.1. Temposónico

Este aparato de medición mide la posición relativa de un punto específico respecto a otro punto. Consta de una carcasa de aluminio, la cual protege un “guiaondas ferromagnético” que es una especie de cilindro alargado que es sensible a la variación de campos electromagnéticos. Mediante la interacción de dos campos electromagnéticos, el del imán interior que es longitudinal a éste y el del guiaondas que es paralelo a la dirección del imán. El imán es capaz de moverse y dentro del guiaondas y el cruce de los dos campos electromagnéticos es lo que da la posición que registra el ordenador. En la Fotografía 4-6, se puede ver el temposónico disponible en el laboratorio, con recorrido de ± 75 mm y una precisión de ± 0.01 mm.



Fotografía 4-6 Temposónico

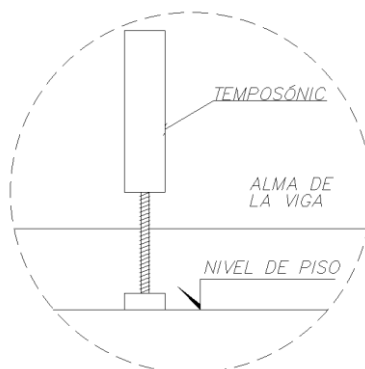


Figura 4.6 Posicionamiento del Temposónico al centro de la viga

En principio, el temposónico se colocará en el centro de la viga y en su parte inferior, para medir la flecha producida debida a la carga aplicada. Será necesario sujetarlo a una estructura auxiliar de aluminio (Para que no interfiera con el instrumento), y ésta, fijarla mediante tornillos al alma de la viga. Se debe alinear y nivelar el temposónico verticalmente, de manera que la deformación de la viga no interfiera con el anclaje de la estructura que lo sujeta y tener datos con mayor exactitud. La propuesta de colocación del instrumento se puede ver en la Figura 4.6.

4.2.2. Cámara fotográfica.

A medida que se vaya aplicando carga a la viga, sucederán diferentes fenómenos en la viga que será necesario registrarlos. Por lo que el autor propone colocar una cámara frente al alma de la viga, y configurarla con el ordenador para que haga una captura cada 30 segundos o 1 minuto, en función de la velocidad de carga que se decida durante el ensayo definitivo.

4.2.3. Nivel de Burbuja

Debido a la alta esbeltez de la viga en sentido vertical, es necesario monitorear que la carga sea aplicada lo más centrada posible, para evitar el vuelco de la viga. Por lo que, se puede tomar ventaja de la gran cantidad de niveles de burbuja que hay en el laboratorio y verificar la horizontalidad del elemento que aplica la carga, así como de la viga. Con esto, además de evitar introducir momentos flectores en el eje débil del elemento, servirá para avisar al equipo técnico y hacer una parada preventiva en caso de ser necesario. Se propone poner un nivel en cada extremo de la viga, perpendicular al eje de la viga. En la Figura 4.7, se observa el tipo de nivel de burbuja que se pueden utilizar durante la prueba.



Figura 4.7 Nivel de burbuja

4.3. Puesta en Marcha del Ensayo

En este apartado, se comentará a detalle todos los procedimientos necesarios para la puesta en marcha del ensayo de la pieza. Comenzando por el esquema estático de la viga, siguiendo por los elementos auxiliares que le darán estabilidad durante de la prueba, finalizando por la descripción del elemento de aplicación de la carga.

4.3.1. Esquema Estático

Debido a las características particulares de la viga como sus dimensiones, la manera en que está reforzada y a que se estará evaluando su capacidad a cortante, se ha decidido por hacer un ensayo a flexión simple como viga biapoyada. Esto es porque, en principio, es el ensayo más sencillo que se le puede realizar al elemento y que se puede sacar provecho del material y equipo existente en el laboratorio para llevarlo a cabo.

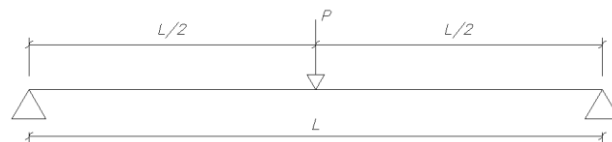


Figura 4.8 Esquema estático del ensayo

La Figura 4.8 representa, de la manera más sencilla, el esquema estático que se ha elegido para la prueba. Un apoyo simple en cada extremo de la viga y una carga puntual aplicada al centro de la viga. Se ha elegido de esta manera para hacer que ambos extremos de la viga reciban la misma magnitud de esfuerzo cortante y que no existan momentos flectores actuando en las secciones de control. La ley de momentos flectores y de esfuerzos cortantes se muestran en la Figura 4.9 y Figura 4.10, respectivamente.

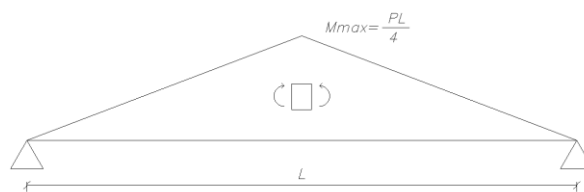


Figura 4.9 Ley de momentos flectores

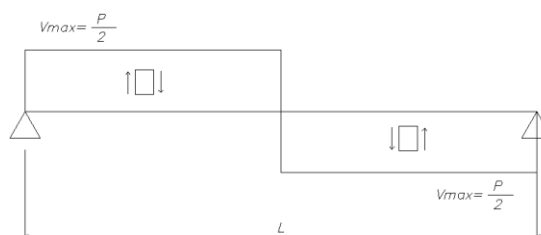


Figura 4.10 Ley de esfuerzos cortantes

4.3.1.1. Apoyos

Como se ha mencionado anteriormente, para esta prueba se considerará la viga como simple apoyada. Al ser este un análisis bidimensional, el apoyo que se coloque tendrá restringido el movimiento en sentido vertical y en sentido horizontal (Paralelo y perpendicularmente a la directriz del elemento), sin embargo, los momentos flectores y los giros del apoyo estarán libres.

Primero será necesario colocar la viga sobre un par de bloques de acero con dimensiones 100 x 300 x 300 mm cada uno. Además, servir como apoyos, estos bloques permitirán que la viga esté suspendida sobre el nivel de suelo (Aproximadamente 100 mm) y que flecte con libertad. El autor considera importante poner una capa de neopreno de 20 mm de espesor sobre los bloques de acero. En principio, servirá como un muelle con cierta rigidez el cual impide que la viga deslice en cualquiera de las dos direcciones horizontales y también para facilitar el giro de la viga, evitando que se aplaste el hormigón de la parte inferior. En la Figura 4.11 se muestra el apoyo que deberá tener la viga a cada extremo.

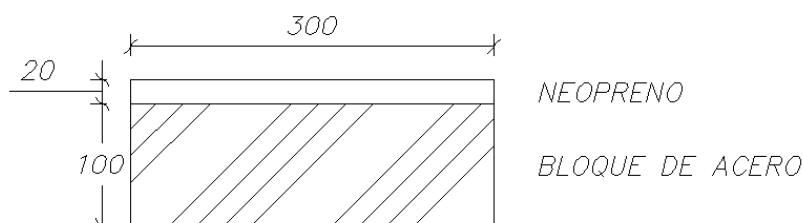


Figura 4.11 Apoyo simple (Bloque de acero y capa de neopreno)

4.3.1.2. Dispositivo Aplicador de la Carga

Como se verá en el siguiente capítulo, la carga de rotura de la pieza excede la carga que puede aplicar el pórtico de ensayos del laboratorio de la UPC. Dicho pórtico tiene una capacidad máxima de 1000kN, lo que se traduce en un córtate en la viga de aproximadamente 500kN.

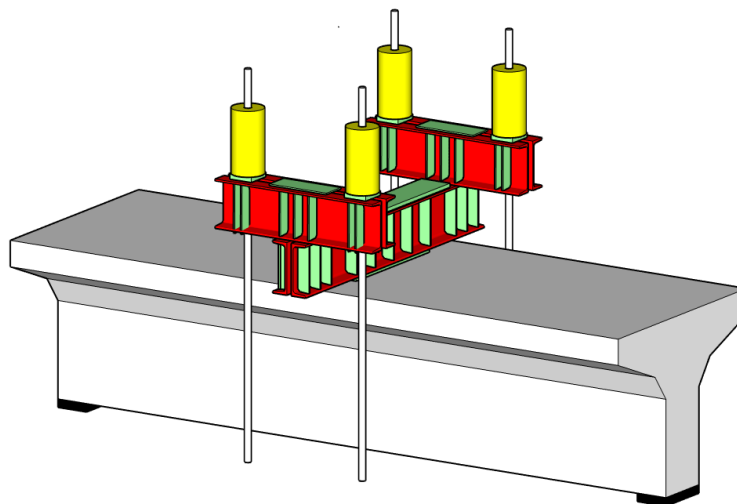


Figura 4.12 Diseño esquemático del dispositivo

En la Figura 4.12 se observa el diseño esquemático del dispositivo aplicador de la carga, el cual consta de dos perfiles metálicos de sección “UPN” con rigidizadores en el alma. Este elemento se colocará sobre una capa de resina epoxi o mortero de alta resistencia, para repartir las tensiones uniformemente sobre la cara superior de la viga de hormigón. Para poder aplicar la carga, será necesario poner otros dos perfiles metálicos “UPN”, debidamente rigidizados, en cada extremo de la viga principal. Estos últimos tendrán la suficiente separación entre ellos para permitir el paso de unas barras de pretensado, de las cuales se podrá tirar por la parte inferior de la losa del laboratorio. Con esto, no se tendrá un límite en la magnitud de la carga aplicada, entonces será importante verificar durante el ensayo que la resultante de las dos fuerzas caiga justo en el alma de la viga y evitar el vuelco.

5. PREDICCIÓN DE LA CARGA DE ROTURA

Para encontrar el esfuerzo cortante de agotamiento de la pieza y, por tanto, la carga que será necesario aplicarle, se usarán dos enfoques principales.

Primero se calculará de manera analítica el cortante resistido en cada uno de los extremos de la viga utilizando el Método de la Contribución de la Cabeza Comprimida desarrollado por el profesor Antonio Mari y su equipo de colaboradores, basado en los principios del equilibrio y la mecánica estructural. El gran atractivo de dicho modelo es que aplica a elementos de concreto reforzado o pretensado, para hormigón de resistencia normal o alta, con o sin cercos y para secciones en “T”, “I” o rectangulares.

Asimismo, se ha creado un modelo de elementos finitos en el software *Abaqus*, el cual se ha caracterizado según lo descrito en el proyecto original. Este modelo también será útil durante la campaña experimental una vez que se hayan caracterizado los materiales, para así tener mayor aproximación de la carga de rotura.

Finalmente, se obtuvo la resistencia a cortante prevista en las actuales normativas europeas, para así, compararlos con los valores obtenidos por la nueva metodología CCCM y el modelo de elementos finitos.

La sección transversal de la viga, se observan en la Figura 5.1:

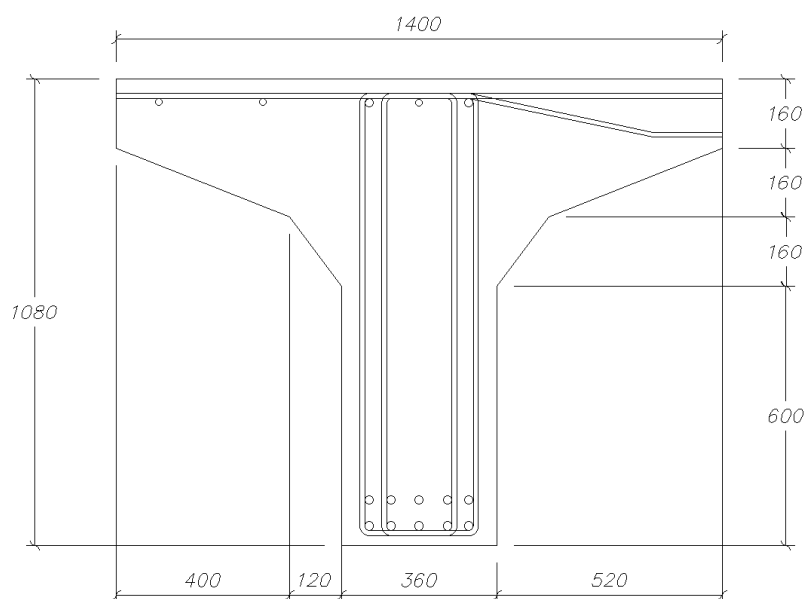


Figura 5.1 Sección transversal de la viga

La viga está reforzada longitudinalmente con 10 barras de 30 mm en la parte inferior y 3 barras de 16 mm en la parte superior, con un recubrimiento libre de aproximadamente 20 mm.

Como armado transversal, la viga cuenta con 2 cercos de 8 mm a cada 150 mm a lo largo de la viga. En la Figura 5.2 se puede ver la configuración del armado longitudinal y transversal de la viga, así como la distancia entre barras levantadas y sus ganchos de anclaje.

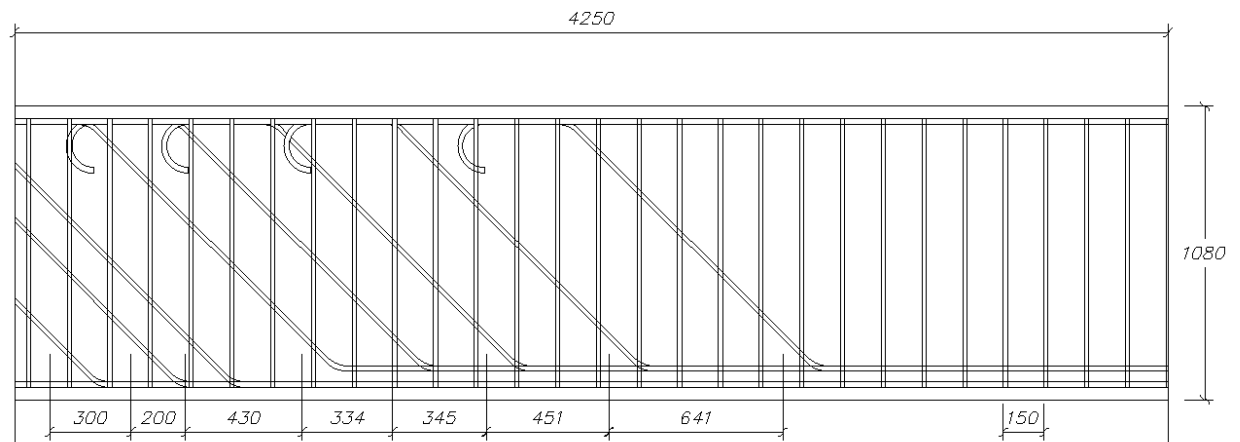


Figura 5.2 Sección longitudinal de la viga

La Tabla 5.1 muestra la resistencia a compresión del hormigón y la resistencia a tracción del acero de refuerzo.

Tabla 5.1 Características mecánicas de los materiales de la viga

| Material | Resistencia (MPa) |
|-------------------------------------|-------------------|
| Hormigón (Compresión) | 25 |
| Acero de refuerzo (Tracción) | 240 |

5.1. Modelo Basado en la Contribución de la Cabeza Comprimida (CCCM)

5.1.1. Agotamiento por Tracción en el Alma (Barras levantadas y Cercos Verticales)

V_{u2}

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{s90} + V_{s\alpha}$$

5.1.1.1. Contribución de las Barras Levantadas $V_{s\alpha}$

$$v_{s\alpha} = \rho_{\alpha} \frac{f_{y,d}}{f_{ctm}} \sin \alpha (\cot \theta + \cot \alpha) \left(1 - \frac{x_{\alpha}}{d}\right)$$

$$\frac{V_{s\alpha}}{f_{ctm} b_f d} = \frac{A_{s\alpha}}{s t_{\alpha}} f_{y,d} \sin \alpha (\cot \theta + \cot \alpha) \left(1 - \frac{x_{\alpha}}{d}\right)$$

Para encontrar este valor, es necesario encontrar la fibra neutra de la viga, la cual a su vez está afectada debido a la presencia de las barras levantadas x_{α} .

$$\frac{x_{\alpha}}{d} = \left(\frac{x}{d} + 0.42 \frac{M_{cr}}{M} \left(1 - \frac{n\rho}{3}\right) \lambda_{\alpha}\right)$$

Con:

$$\lambda_{\alpha} = \rho_{\alpha} \frac{f_{y,d}}{f_{ctm}} \cot(\alpha) \cos(\alpha)$$

Para las barras levantadas con un ángulo de inclinación de $\alpha = 45^{\circ}$, se tiene:

$$\phi_{\alpha} = \frac{(30mm)^2 \pi}{4} = 706.86 \text{ mm}^2 \quad s t_{\alpha} = 250 \text{ mm} \quad \#ramas = 2 \quad A_{\alpha} =$$

$$1413.72 \text{ mm}^2 \quad \rho_{\alpha} = \frac{A_{\alpha}}{s t_{\alpha} b_f} = 0.004$$

$$\text{Aproximadamente } \frac{M_{cr}}{M} \approx 0.2$$

$$f_{ctm} = 0.3(f_{ck} + 8)^{\frac{2}{3}} = 0.3(33 \text{ MPa})^{\frac{2}{3}} = 3.086 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{\alpha} = 0.004 * \frac{240}{3.086} * \cot(45) * \cos(45) = 0.222$$

Ahora, se debe encontrar la profundidad de la fibra neutra para una viga en sección “T” con:

- Para $x \leq hf$:

$$n\rho \leq \frac{1}{2} \frac{\delta^2}{1 - \delta}$$

$$n\rho = 6.354 * 0.00505 = 0.032$$

$$\delta = \frac{hf}{d} = \frac{160mm}{1000mm} = 0.16$$

$$\frac{1}{2} * \frac{0.16^2}{1 - 0.16} = 0.015$$

Como no se cumple, quiere decir que la fibra neutra se encuentra por debajo de la profundidad del ala.

- Para $x > hf$:

Del Anejo 8A.2.3 de la instrucción española EHE-08, se puede obtener la profundidad de la fibra neutra para vigas en “T”:

$$\frac{x}{d} = \beta \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{\alpha}{\beta^2}} \right)$$

Con:

$$Z = \delta \left(\frac{bf}{bw} - 1 \right) = 0.16 * \left(\frac{1400mm}{360mm} - 1 \right) = 0.462$$

$$\beta = Z + n\rho \left(\frac{bf}{bw} \right) = 0.462 + 0.032 \left(\frac{1400mm}{360mm} \right) = 0.587$$

$$\alpha = 2n\rho \left(\frac{bf}{bw} \right) = 2 * 0.032 * \left(\frac{1400mm}{360mm} \right) = 0.323$$

$$\frac{x}{d} = 0.587 \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{0.323}{0.587^2}} \right) = 0.23$$

Por lo tanto, la posición de la fibra neutra esta:

$$x = 230.34 \text{ mm}$$

Ahora:

$$\frac{x_\alpha}{d} = \left(0.23 + (0.42 * 0.2) \left(1 - \frac{6.354 * 0.005}{3} \right) 0.222 \right) = 0.250$$

$$x_\alpha = 248.8 \text{ mm}$$

El ángulo de las bielas comprimidas está dado por:

$$\cot \theta = \frac{0.85 d}{d - x_\alpha} = \frac{0.85 * 1000 \text{ mm}}{1000 \text{ mm} - 248.8 \text{ mm}} = 1.132$$

Finalmente:

$$V_{s\alpha} = \frac{1413.71 \text{ mm}^2}{250 \text{ mm}} * 240 \text{ MPa} * 1000 \text{ mm} * \sin(45) * (1.132 + \cot(45) * (1 - 0.25))$$

$$V_{s\alpha} = \mathbf{1536.61 \text{ kN}}$$

$$v_{s\alpha} = \frac{V_{s\alpha}}{f_{ctm} b_f d} = \frac{1536.61 \text{ kN}}{(3.086 \text{ MPa} * 1400 \text{ mm} * 1000 \text{ mm})} = 0.355$$

5.1.1.2. Contribución de los Cercos Verticales V_{s90}

$$\frac{V_{s90}}{f_{ctm} b_f d} = (d - x_\alpha) \cot(\theta) \frac{A_{90} f_{y,d}}{st_{90}}$$

Se tiene:

$$\phi_{90} = \frac{(8\text{mm})^2 \pi}{4} = 50.27 \text{ mm}^2 \quad st_{90} = 150 \text{ mm} \quad \#ramas = 4 \quad A_{90} = 201.06 \text{ mm}^2$$

$$V_{s90} = (1000 \text{ mm} - 248.8 \text{ mm}) * 1.132 * \frac{201.06 \text{ mm}^2 * 240 \text{ MPa}}{150 \text{ mm}} = \mathbf{273.44 \text{ kN}}$$

5.1.1.3. Contribución de la Cabeza Comprimida V_{cu}

$$\frac{V_c}{f_{ctm} b d} = v_c = 0.84 \frac{x}{d} + 0.12 v_\alpha + 0.03$$

Entonces:

$$v_c = 0.84(0.23) + 0.12 (0.355) + 0.03 = 0.266$$

$$V_c = v_c (f_{ctm} b d) = 0.266 * (3.086 \text{ MPa} * 1400 \text{ mm} * 1000 \text{ mm}) = \mathbf{1049.22 \text{ kN}}$$

5.1.2. Agotamiento por Tracción en el Alma (Cercos Verticales) V_{u2}

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{s90}$$

5.1.2.1. Contribución de los Cercos Verticales V_{s90}

$$V_{su} = 1.4 \frac{A_{s90}}{st_{90}} f_{y,d} (d - x) \sin \alpha (\cot \theta + \cot \alpha)$$

Entonces:

$$\cot \theta = \frac{0.85 d}{d - x} = \frac{0.85 * 1000 \text{ mm}}{1000 \text{ mm} - 230.34 \text{ mm}} = 1.104$$

$$V_{su} = 1.4 * \frac{201.06 \text{ mm}^2}{150 \text{ mm}} * 240 \text{ Mpa} (1000 \text{ mm} - 230.34 \text{ mm}) * \sin(90) * (1.104 + \cot(90))$$

$$V_{su} = \mathbf{382.82 \text{ kN}}$$

5.1.2.2. Contribución de la Cabeza Comprimida V_{cu}

$$V_{cu} = \xi \frac{x}{d} \left[1 + \left(2.5 - \frac{a}{d} \right)^2 \right] f_{ctm} b_{v,eff} d$$

Con:

$$\xi = \frac{2}{\sqrt{1 + \frac{1000 \text{ mm}}{200}}} \left(\frac{1000 \text{ mm}}{1900 \text{ mm}} \right)^{0.2} = 0.718$$

$$\frac{x}{d} = 0.23$$

Ahora, para $x > hf$:

$$b_{v,eff} = b_w + (b_v - b_w) \left(\frac{hf}{x} \right)^{\frac{3}{2}}$$

Con:

$$b_v = b_w + 2hf = 360 \text{ mm} + 2(160 \text{ mm}) = 680 \text{ mm}$$

$$b_{veff} = 360 \text{ mm} + (680 \text{ mm} - 360 \text{ mm}) \left(\frac{160 \text{ mm}}{230.34 \text{ mm}} \right)^{\frac{3}{2}} = 545.25 \text{ mm}$$

Entonces:

$$V_{cu} = 0.718 * 0.23 * \left[1 + \left(2.5 - \frac{1900 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} \right)^2 \right] * 3.086 \text{ MPa} * 545.25 \text{ mm} * 1000 \text{ mm}$$

$$V_{cu} = \mathbf{377.90 \text{ kN}}$$

5.1.3. Agotamiento por Compresión Oblicua en el Alma V_{u1}

$$V_{u1} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \frac{\cot(\theta) + \cot(\alpha)}{1 + \cot(\theta)^2}$$

Donde:

- $\alpha_{cw} = 1$ (Para elementos sin pretensado)
- $v_1 = 0.6 \left[1 + \frac{25 \text{ MPa}}{250} \right] = 0.54$
- f_{cd} : Es la resistencia de diseño a compresión simple del hormigón
- $\cot \theta = \frac{0.85 d}{d-x} = 1.132$
- $\alpha = 90^\circ$

$$V_{u1} = 1 * 360 \text{ mm} * 900 \text{ mm} * 0.54 * 25 \text{ MPa} * \frac{1.132}{1 + (1.132)^2} = \mathbf{2170.29 \text{ kN}}$$

5.1.4. Resumen CCCM

- Resistencia de la Biela Comprimida

$$V_{u1} = \mathbf{2170.29 \text{ kN}}$$

- Resistencia a cortante de la sección con barras levantadas y cercos verticales:

$$V_{u2} = 1049.22 \text{ kN} + 273.44 \text{ kN} + 1536.61 \text{ kN} = \mathbf{2960.17 \text{ kN}}$$

- Resistencia a cortante de la sección únicamente con cercos verticales:

$$V_{u2} = 382.82 \text{ kN} + 377.90 \text{ kN} = \mathbf{760.72 \text{ kN}}$$

5.2. Modelo de Elementos Finitos (Abaqus)

Con el propósito de verificar los resultados obtenidos analíticamente y ya que no existen ensayos experimentales de vigas reforzadas con barras levantadas, se realizó un modelo de elementos finitos en el software *Abaqus*. Este programa permite conocer el comportamiento estructural de una manera más profunda, en función qué tan detallado se caractericen las partes del elemento.

Puesto que el modelado en elementos finitos no es el propósito de esta tesis, se describirá muy someramente la manera en que se ha caracterizado el modelo, su ensamblaje, condiciones de contorno, etc. Sin embargo, para profundizar más en la forma de trabajar de *Abaqus*, el autor recomienda dirigirse a la tesis del Msc. Felipe Javier Baba Vallejo [18].

5.2.1. Definición del Modelo

5.2.1.1. Geometría

En principio, para evitar que el programa demorará demasiado durante el análisis, solamente se ha creado la mitad de la pieza, por lo que los resultados arrojados por el programa fueron duplicados para obtener la magnitud real. El modelo fue definido con base en la geometría antes mencionada y está conformado por 3 tipos de partes diferentes:

1. La sección transversal de hormigón
2. Las barras longitudinales (Las cuales incluyen las barras levantadas)
3. Los cercos verticales

La sección de hormigón se modeló como tipo *Solid* en base a sus dimensiones y las barras como tipo *Beam/Circular* en función de su radio. El tamaño máximo de mallado elegido para las partes fue de 20 mm y 10 mm para la sección de hormigón y para las partes de acero, respectivamente. Finalmente, se ensamblaron todas las partes en su posición exacta según el proyecto original, en la Figura 5.3 se puede ver el modelo final:

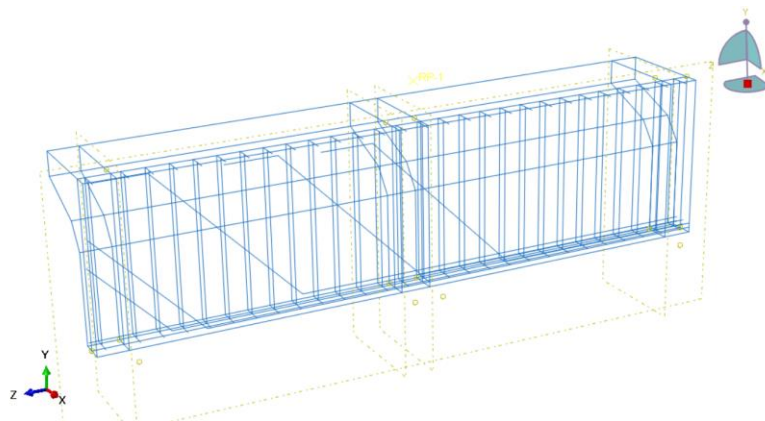


Figura 5.3 Modelo tridimensional de la viga

5.2.1.2. Materiales

5.2.1.2.1. Hormigón de 25 MPa

Los parámetros que fue necesario definir para el hormigón fueron los siguientes:

1. Densidad: 25 kN/m³.
2. Elasticidad:
 - Módulo de elasticidad: Según la Instrucción EHE-08 [1], se puede considerar la rama elástica del hormigón hasta un valor del 40% de f_{ck} . Entonces el módulo secante de elasticidad esta dado por:

$$E_c = \frac{0.4f_{ck}}{\varepsilon_{c0.4}} \quad (5-1)$$

- Coeficiente de Poisson: 0.2
3. “Concrete Damaged Plasticity”: Este es el parámetro más importante en la definición del hormigón, puesto que permite obtener el comportamiento no lineal el hormigón, entre otros materiales cuasifrágiles.
 - Plasticidad: El manual del programa recomienda utilizar los parámetros de la Tabla 5.2:

Tabla 5.2 Parámetros de la Plasticidad

| Dilation Angle | Eccentricity | Fb0/fc0 | K | Viscosity P. |
|----------------|--------------|---------|--------|--------------|
| 35 | 0.1 | 1.16 | 0.6667 | 0 |

- Comportamiento a compresión: Se utilizó la parábola de Hognestad, considerando una rama línea elástica hasta un 40% de f_{ck} . En la Figura 5.4, se observa la gráfica tensión-deformación del hormigón.

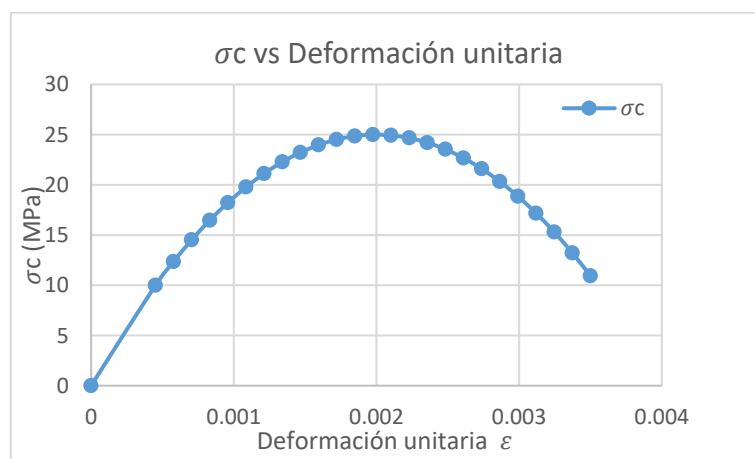


Figura 5.4 Gráfica tensión-deformación unitaria

Sin embargo, *Abaqus* trabaja con deformaciones inelásticas las cuales se obtienen restando las deformaciones elásticas a las totales. Por lo tanto, en la Figura 5.5 está la gráfica tensión-deformaciones inelásticas introducida al modelo:

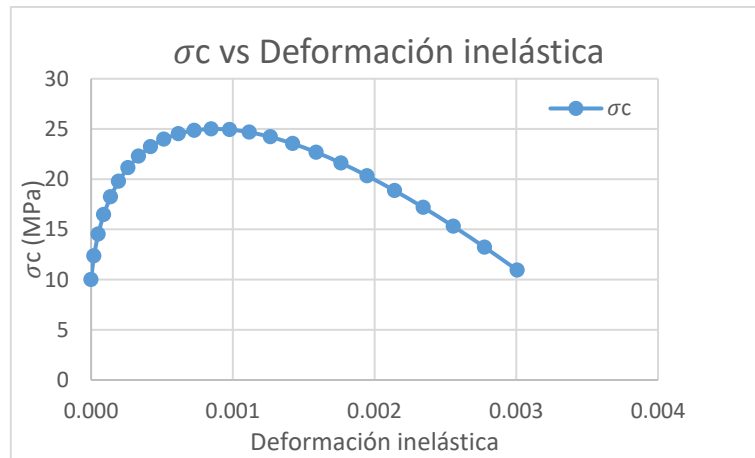


Figura 5.5 Gráfica tensión-deformaciones inelásticas del hormigón

- Comportamiento a tracción: Para definir el comportamiento a tracción del hormigón, *Abaqus* trabaja con la con “Deformaciones de fisuración”. La gráfica tensión-deformaciones de fisuración fue obtenida del “*Model Code*” de la FIB (*Fédération Internationale du Béton*) [19]. En la Figura 5.6 se observa la gráfica trilineal con un “*hardening*” hasta el 90% de f_{ct} , para después tener una relación bilineal en el régimen post-fisuración.

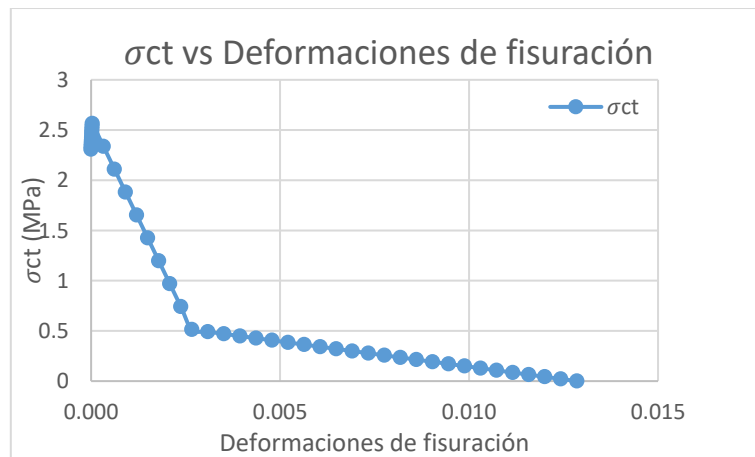


Figura 5.6 Gráfica tensión-deformación de fisuración del hormigón

5.2.1.2.2. Acero de 240 MPa

De la misma manera, las características del acero introducidas al modelo son:

1. Densidad: 78.5 kN/m³.
2. Elasticidad:
 - Módulo de elasticidad: 225000 kN/m²
 - Coeficiente de Poisson: 0.3
3. Plasticidad: Para definir el comportamiento del acero, se consideró una gráfica tensión-deformación elastoplástica. La Figura 5.7 muestra la gráfica introducida al programa.

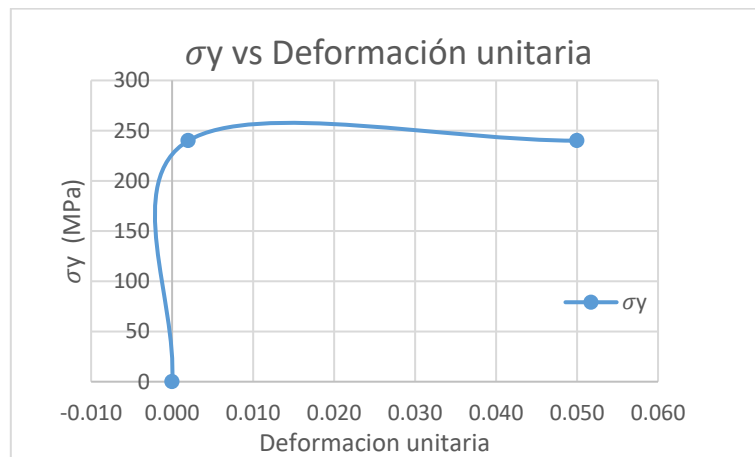


Figura 5.7 Gráfica tensión-deformación del acero de refuerzo

5.2.1.3. Condiciones de Contorno y Aplicación de la Carga

Para poder reproducir de mejor manera el futuro ensayo en el laboratorio, se consideraron muelles no lineales en cada extremo del a viga. Esto quiere decir que tienen rigidez infinita a compresión y nula rigidez a tracción por lo que, de ser posible, permitiría a la viga levantarse. La Figura 5.8 muestra el tipo de apoyo del a viga.

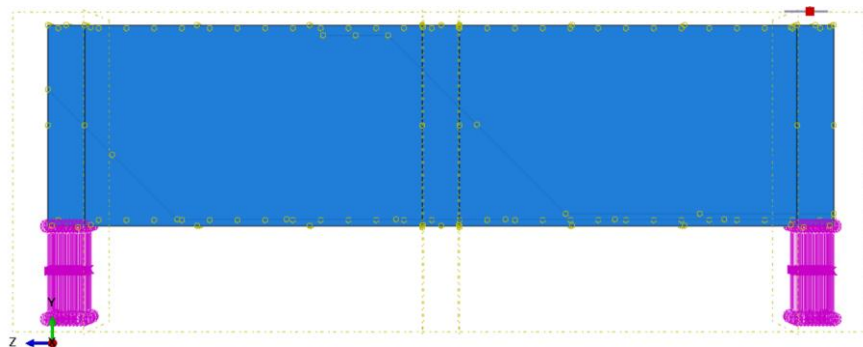


Figura 5.8 Condiciones de contorno de la viga

Para observar más a detalle el comportamiento de la viga durante el análisis, se decidió asignar la carga en forma de incrementos de desplazamiento. Esto es porque también se le aplicarían incrementos de desplazamiento a la viga real en el laboratorio, para llevar un mejor control durante la prueba e ir observando las reacciones que tenga el elemento. Debido a la gran rigidez de la viga y la luz tan pequeña que tiene, se consideró suficiente aplicara un desplazamiento máximo de 10 mm para hacer fallar la viga. Los desplazamientos fueron aplicados en una superficie de 200 x 200 mm, puesto que en el laboratorio existe una chapa de acero de esas mismas magnitudes. Se colocó un punto de referencia “RP-1” del cual se obtuvieron los esfuerzos debidos a las tensiones que aparecieron en la superficie anterior. Se observa en la Figura 5.9 la zona de aplicación de la carga y el punto de referencia antes mencionados.

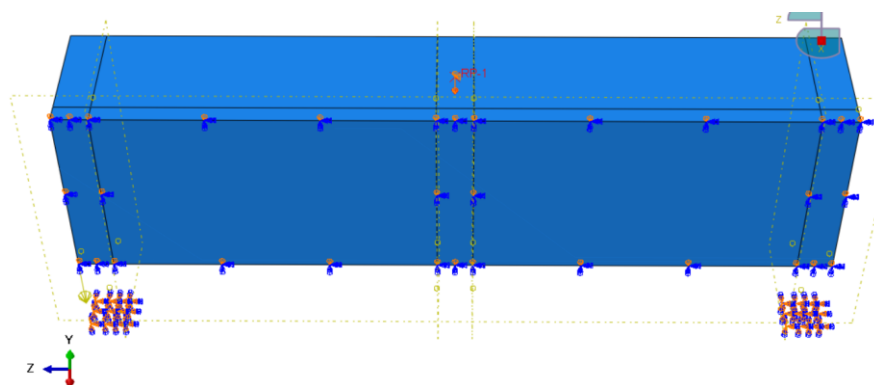


Figura 5.9 Punto de referencia y zona de aplicación de desplazamientos

5.2.2. Resultados del Modelo de Elementos Finitos

Básicamente, los resultados que arroja *Abaqus* son datos graficables y es tarea del ingeniero interpretarlos. La interfase gráfica del programa permite observar lo que sucede con la viga, y sus diferentes partes, durante cada incremento de desplazamiento/fuerza. La Figura 5.10 muestra la gráfica fuerza-desplazamiento, en la cual se observa el comportamiento de la viga.

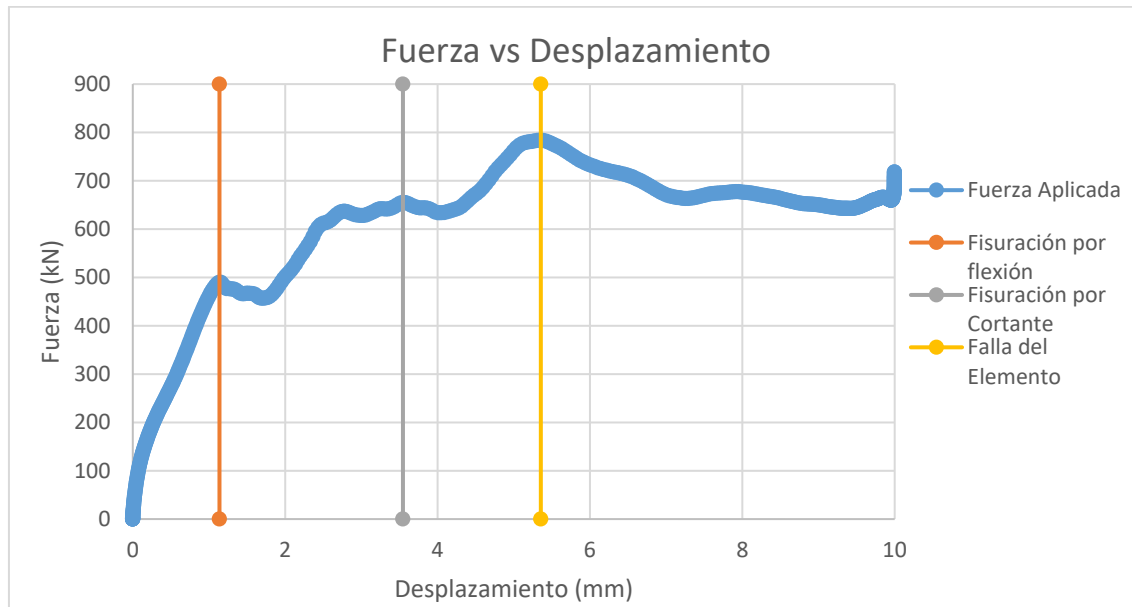


Figura 5.10 Gráfica Fuerza-Desplazamiento

En la gráfica anterior hay tres momentos clave, donde la rigidez de la viga cambia drásticamente.

1. Fisuración por flexión:

En el inicio del análisis se observa como la resistencia de la viga tiene una pendiente más o menos uniforme, hasta llegar al momento de fisuración con una carga aplicada de 489.94 kN.

2. Fisuración por cortante:

Después de la fisuración del elemento, la viga se deforma libremente un poco para después volver a resistir carga. Hasta llegar a una meseta, donde después de alcanzar un pico de 655.05 kN vuelve a perder rigidez.

3. Falla del elemento:

Finalmente, la viga llega a resistir una carga de 783.83 kN y no vuelve a recuperar su rigidez, deformándose libremente hasta el colapso.

A continuación, se describe más a detalle lo que acontece en cada uno de los componentes de la viga en los momentos clave antes mencionados.

5.2.2.1. Fisuración por flexión

Esto sucede cuando se ha aplicado 1.13 mm de desplazamiento vertical, o lo que serían 489.94 kN de fuerza. En la Figura 5.11 se muestra las deformaciones inelásticas en la pieza de hormigón para dicho “step”, donde se puede observar la típica fisura vertical flexión.

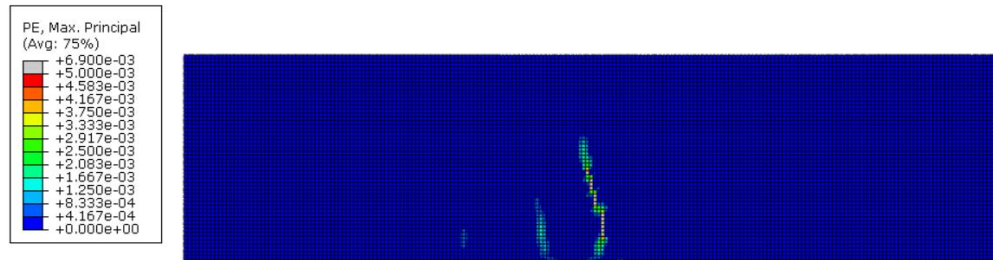


Figura 5.11 Deformaciones inelásticas en el hormigón

Para este momento, el acero longitudinal ya ha comenzado a trabajar, teniendo una tensión de tracción máxima de aproximadamente 160 MPa. En la Figura 5.12 se puede ver como hay una concentración de tensiones en una de las barras levantadas, pues la fisura vertical pasa a través de ella.

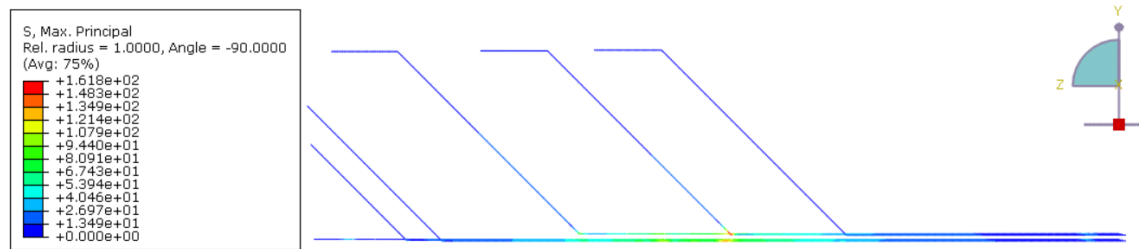


Figura 5.12 Tensiones en las barras longitudinales

Se observa en la Figura 5.13 como los cercos verticales no han entrado en carga, esto significa para este momento, el alma de la viga no ha fisurado.

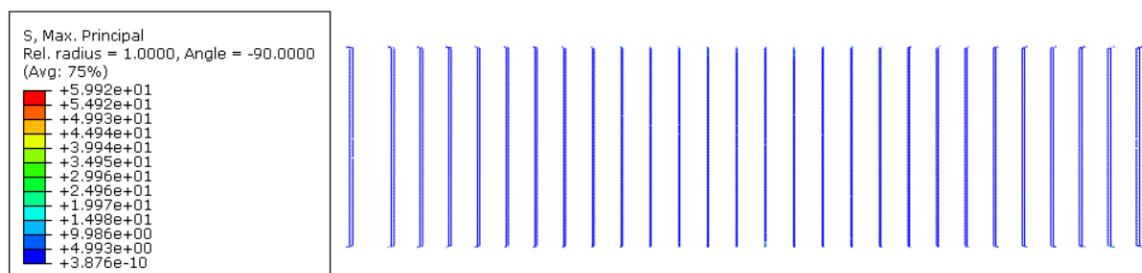


Figura 5.13 Tensiones en los cercos verticales

5.2.2.2. Fisuración por Cortante

Al aplicar un desplazamiento de 3.54 mm o 655.05 kN de fuerza, comienza a propagarse una fisura en el alma de la viga. De la Figura 5.14 se puede ver como en el lado de la viga sin barras levantadas, una fisura en diagonal comienza a dirigirse al punto de aplicación de la carga.

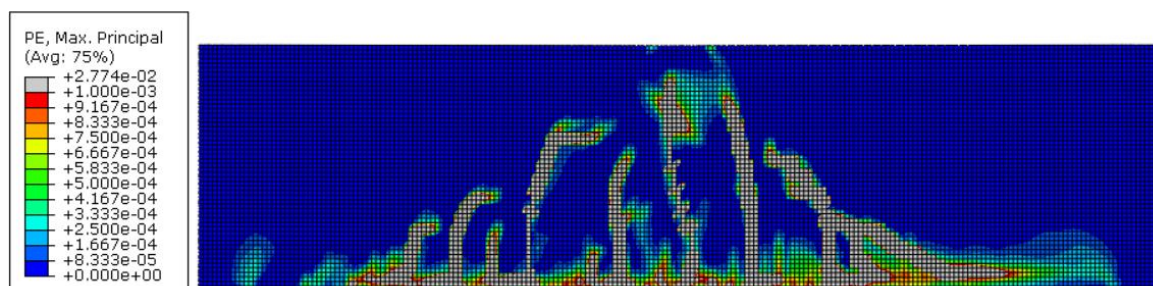


Figura 5.14 Deformaciones inelásticas en el hormigón

En la Figura 5.15 ya se observan algunas partes de la armadura que han plastificado, incluso se puede ver que las barras levantadas también están contribuyendo a la resistencia de la viga frente tensiones tangenciales.

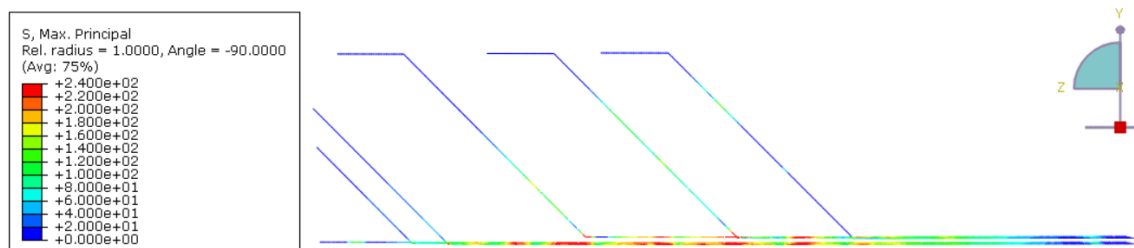


Figura 5.15 Tensiones en las barras longitudinales

También para este “step” de carga algunos cercos verticales están plastificados, tratando de coser la fisura diagonal. La Figura 5.16 muestra el estado tensional de la armadura transversal.

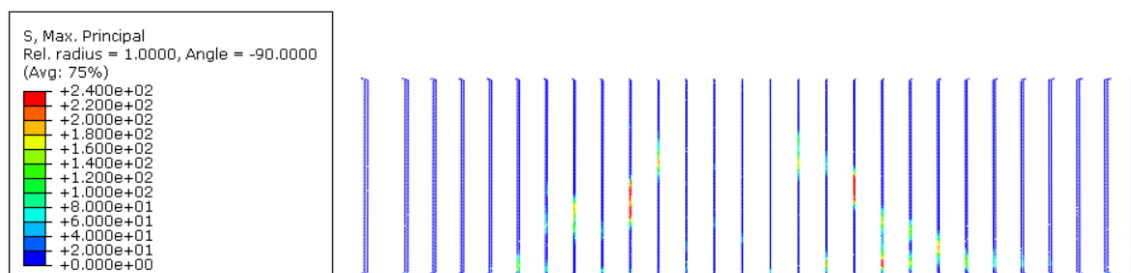


Figura 5.16 Tensiones en los cercos verticales

5.2.2.3. Falla del Elemento

Finalmente, para 5.35 mm o 783.83 kN de fuerza aplicada se observa el pico máximo de resistencia de la viga y, a partir de ahí, su rigidez va decreciendo. En la Figura 5.17 se puede ver que la fisura diagonal se ha extendido, pasando por la zona de los cartabones, hasta llegar a la cabeza de la viga. Asimismo, se aprecia de lado izquierdo, donde se encuentra la mayor concentración de barras levantadas, únicamente aparecen fisuras de tracción.

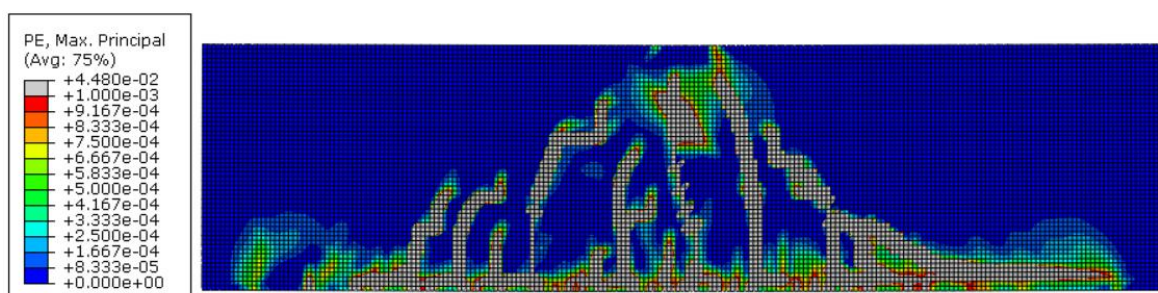


Figura 5.17 Deformaciones inelásticas en el hormigón

Después, en la Figura 5.18 se observa como las tensiones de tracción en la cabeza comprimida se han excedido, llegando a ser de 2.798 MPa y superando el valor de f_{ct} . Lo anterior sería la razón por la que el elemento fallaría, lo cual coincide con lo propuesto por el profesor Mari en el Método de la Contribución del a Cabeza Comprimida.

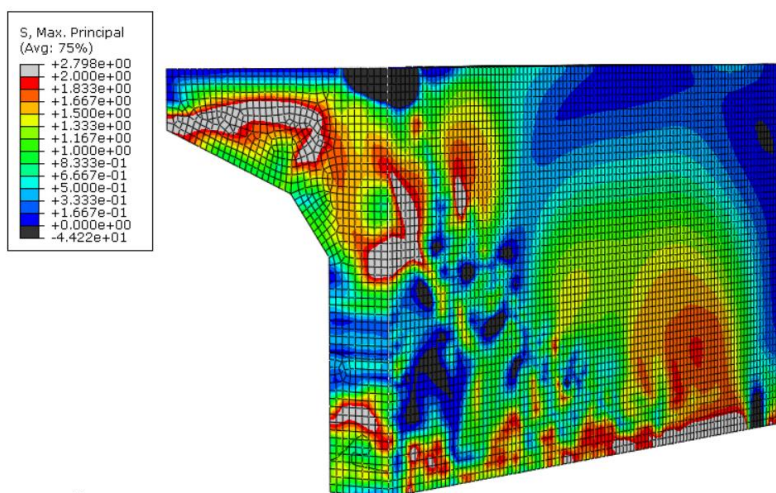


Figura 5.18 Tensiones tracción en la sección central de la viga

Las armaduras longitudinales están completamente plastificadas para este punto del análisis. En la Figura 5.19 se ve como inclusive dos de las barras levantadas también han plastificado, esto indica que las barras levantadas están contribuyendo en la resistencia al cortante y bajando profundidad de la fibra neutra.

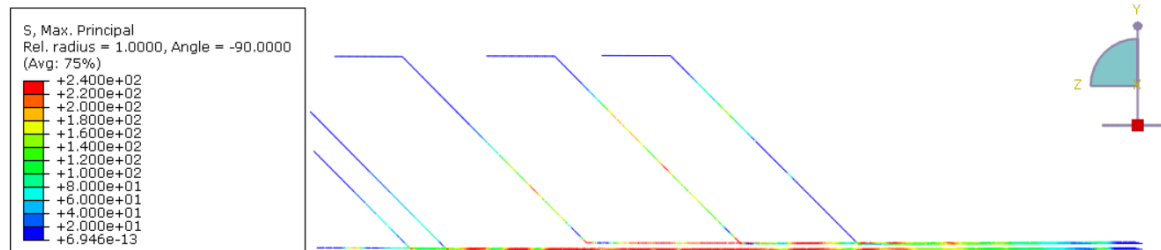


Figura 5.19 Tensiones en las barras longitudinales

Para este punto, la armadura transversal ya ha alcanzado su límite de fluencia, puesto que el alma se encuentra completamente fisurada. En el lado derecho de la Figura 5.20 se puede ver como el patrón de plastificación de los cercos sigue el patrón de fisuración del alma visto en figuras anteriores. Mientras que, de lado izquierdo es un poco más aleatorio por la presencia de las barras levantadas, donde se observa como en algunos puntos coincide la plastificación de las barras levantadas y de los cercos.

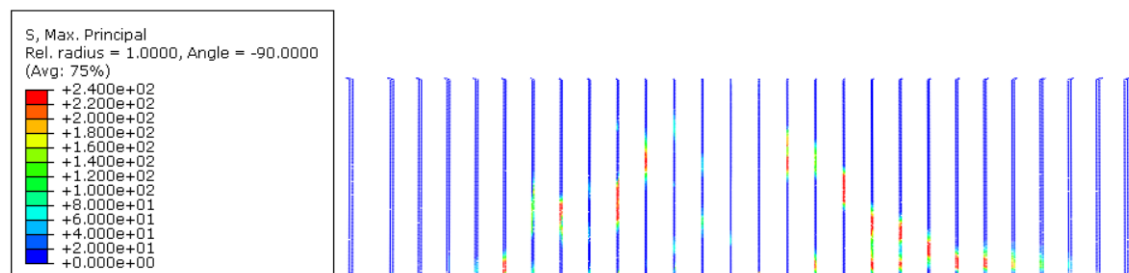


Figura 5.20 Tensiones en los cercos verticales

5.3. EHE-08

5.3.1. Agotamiento por Compresión Oblicua del Alma: V_{u1}

$$V_{u1} = K f_{1cd} b o d \frac{\cot(\theta) + \cot(\alpha)}{1 + (\cot(\theta))^2}$$

Con:

- $f_{1cd} = 0.6 f_{ck} = 15 \text{ MPa}$
- $K = 1$ (para elementos sin pretensar)
- $\theta = 26.56^\circ$ ($\cot(\theta) = 2.00$ máximo valor permitido)
- $\alpha = 90^\circ$

Para el lado más desfavorable que es el reforzado con cercos verticales:

$$V_{u1} = 1 * 15 \text{ MPa} * 360 \text{ mm} * 1000 \text{ mm} \frac{2}{1 + 2^2} = \mathbf{2160 \text{ kN}}$$

5.3.2. Agotamiento por Tracción en el Alma $V_{u2} = V_{cu} + V_{su} + V_{s\alpha}$

5.3.2.1. Contribución de los Cercos Verticales y las Barras Levantadas $V_{su} + V_{s\alpha}$

$$V_{su} = z \sin \alpha (\cot \alpha + \cot \theta) \sum A_{\alpha} f_{y,d}$$

Con:

- $z = 0.90 * (1000 \text{ mm}) = 900 \text{ mm}$
- $f_{y,d} = 240 \text{ MPa}$

Se puede encontrar el valor del ángulo “ α ” debido a la presencia de barras levantadas y cercos verticales, de la siguiente manera:

Para las barras levantadas con un ángulo de inclinación de $\alpha = 45^\circ$, se tiene:

$$\phi_{\alpha} = \frac{(30 \text{ mm})^2 \pi}{4} = 706.86 \text{ mm}^2 \quad st_{\alpha} = 250 \text{ mm} \quad \#ramas = 2 \quad A_{\alpha} = 1413.72 \text{ mm}^2$$

Para los cercos verticales con $\alpha_{90} = 90^\circ$, se tiene:

$$\phi_{90} = \frac{(8 \text{ mm})^2 \pi}{4} = 50.27 \text{ mm}^2 \quad st_{90} = 150 \text{ mm} \quad \#ramas = 4 \quad A_{90} = 201.06 \text{ mm}^2$$

Entonces la cotangente del ángulo real estará dada por:

$$\cot(\alpha) = \frac{A_{\alpha} \cot(\alpha) + A_{90} \cot(90)}{A_{\alpha} + A_{90}} = 0.88 \approx 48.65^\circ$$

Entonces:

$$V_{su} = 900 \text{ mm} * \sin(48.7) * (\cot(48.7) + 2) * \left(\frac{A_{90}}{st_{90}} + \frac{A_{\alpha}}{st_{\alpha}} \right) * 240 \text{ MPa} = \mathbf{3266.82 \text{ kN}}$$

5.3.2.2. Contribución únicamente de los Cercos Verticales V_{s90}

$$V_{s90} = z \sin \alpha (\cot \alpha + \cot \theta) \sum A_{90} f_{y,d}$$

Entonces:

$$V_{s90} = 900 \text{ mm} * \sin(90) * (\cot(90) + 2) * \left(\frac{A_{90}}{st_{90}} \right) * 240 \text{ MPa} = \mathbf{579.06 \text{ kN}}$$

5.3.2.3. Contribución del Hormigón V_{cu}

$$V_{cu} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] b_0 d$$

Donde:

- $\gamma_c = 1$
- $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{1000}} = 1.45$
- $\rho = \frac{7068.58 \text{ mm}^2}{360 \text{ mm} * 1000 \text{ mm}} = 0.0196 \ngtr 0.02$

Entonces:

$$V_{cu} = \left[\frac{0.18}{1} * 1.45 * (100 * 0.0196 * 25)^{\frac{1}{3}} \right] * 360 \text{ mm} * 1000 \text{ mm} = \mathbf{286.14 \text{ kN}}$$

5.3.3. Resumen EHE-08

- Resistencia de la Biela Comprimida V_{u1} :

$$V_{u1} = \mathbf{2160 \text{ kN}}$$

- Resistencia a cortante de la sección con barras levantadas y cercos verticales:

$$V_{u2} = 286.14 \text{ kN} + 3266.82 \text{ kN} = \mathbf{3552.96 \text{ kN}}$$

- Resistencia a cortante de la sección únicamente con cercos verticales:

$$V_{u2} = 286.14 \text{ kN} + 579.058 \text{ kN} = \mathbf{865.20 \text{ kN}}$$

5.4. Eurocódigo 2 (EN1992-1-1)

5.4.1. Agotamiento por Compresión Oblicua del Alma: $V_{Rd,max}$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \frac{\cot(\theta) + \cot(\alpha)}{1 + \cot(\theta)^2}$$

Donde:

- $\alpha_{cw} = 1$ (Para elementos sin pretensado)
- $v_1 = 0.6 \left[1 + \frac{25}{250} \right] = 0.54$
- f_{cd} : Es la resistencia de diseño a compresión simple del hormigón
- $\alpha = 90$
- $\theta = 26.56^\circ$ ($\cot(\theta) = 2.0$)

Para el lado más desfavorable que es el reforzado con cercos verticales:

$$V_{Rd,max} = 1 * 360 \text{ mm} * 900 \text{ mm} * 0.54 * 25 \text{ MPa} * \frac{2}{1 + 2^2} = \mathbf{1749.60 \text{ kN}}$$

5.4.2. Agotamiento por Tracción en el Alma $V_{Rds} = V_{s90} + V_{s\alpha}$

Se debe recordar que el Eurocódigo omite por completo la contribución del hormigón en elementos con armadura transversal.

5.4.2.1. Contribución de las Barras Levantadas $V_{s\alpha}$

$$V_{Rd,\alpha} = \frac{A_\alpha}{st_\alpha} z f_{y,d} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

Entonces:

$$V_{Rd,\alpha} = \frac{1413.717 \text{ mm}^2}{250 \text{ mm}} * 900 \text{ mm} * 240 \text{ MPa} * (2 + \cot 45) \sin 45 = \mathbf{2591.089 \text{ kN}}$$

5.4.2.2. Contribución de los Cercos Verticales V_{s90}

$$V_{Rd,90} = \frac{A_{90}}{st_{90}} z f_{y,d} (\cot \theta + \cot 90) \sin 90$$

Entonces:

$$V_{Rd,\alpha} = \frac{201.06 \text{ mm}^2}{150 \text{ mm}} * 900 \text{ mm} * 240 \text{ MPa} * (2) \sin 90 = \mathbf{579.06 \text{ kN}}$$

Además, se puede considerar un aumento de resistencia debido a la posición de la carga que es:

$$\beta = \frac{a_v}{2d} = \frac{1900mm}{2 * 1000mm} = 0.95$$

5.4.2.3. Contribución del Hormigón V_{Rdc}

Si se considerase la contribución del hormigón a la resistencia cortante se tendría:

$$V_{Rdc} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] b_w d$$

Donde:

- $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$

Entonces:

$$V_{Rdc} = \left[\frac{0.18}{1} * 1.45 * (100 * 0.0196 * 25)^{\frac{1}{3}} \right] * 360mm * 1000mm = \mathbf{286.14 kN}$$

5.4.3. Resumen EC-02

- Resistencia de la Biela Comprimida $V_{Rd,max}$:

$$V_{Rd,max} = \mathbf{1749.60 kN}$$

- Resistencia a cortante de la sección con barras levantadas y cercos verticales:

$$V_{Rd,s} = (2591.08 kN + 579.06 kN) \frac{1}{0.95} = \mathbf{3336.98 kN}$$

- Resistencia a cortante de la sección únicamente con cercos verticales:

$$V_{Rd,s} = (579.06 kN) \frac{1}{0.95} = \mathbf{608.013 kN}$$

5.5. Comparación de Resultados

En la Tabla 5.3 están recopilados los valores del cortante resistente para ambos extremos de la viga, así como la resistencia de la biela comprimida para las diferentes metodologías antes descritas.

Tabla 5.3 Diferentes valores de cortante resistente en la viga

| Método | Biela Comprimida (kN) | Lado con Barras Levantadas y Cercos Verticales (kN) | Lado con Cercos Verticales (kN) | Carga de Rotura (kN) | Error Relativo |
|---------------|-----------------------------|---|---------------------------------------|-------------------------|-------------------|
| Abaqus | - | - | 783.83 | 1567.66 | - |
| CCCM | 3857.45 | 2170.27 | 760.72 | 1521.24 | 2.94 % |
| EHE-08 | 2160.00 | 3552.96 | 865.20 | 1730.40 | -10.38% |
| EC-02 | 1749.60 | 3336.98* | 608.013* | 1788.30 | 22.43% |

* NOTA: El EC-02 no considera la contribución de hormigón a cortante “ V_{cu} ” para vigas con refuerzo transversal

Tomando como base el valor de la resistencia a cortante obtenida del modelo *Abaqus*, de la tabla anterior se pueden extraer las siguientes deducciones:

1. De las metodologías aplicadas para obtener el valor de la resistencia a cortante de la viga, el “CCCM” resulta ser el que más se acerca a reproducir el comportamiento de la viga. Con un error menor al 5.00%, este método tiene un nivel de seguridad superior a las fórmulas utilizadas en las normativas.
2. En el extremo con barras levantadas, hay una apreciable diferencia entre el valor de la resistencia obtenido por el “CCCM” y por las dos normativas europeas. Ninguno de los dos códigos considera el aumento de la profundidad de la fibra neutra gracias a la presencia de las barras levantadas y únicamente consideran la componente vertical que atraviesa las fisuras.
3. La expresión de resistencia a cortante para vigas con refuerzo transversal del EC-02 no considera la contribución del hormigón para resistir el cortante, por lo que se puede decir que es un enfoque demasiado conservador.
4. La gran diferencia entre los valores de la resistencia de la biela comprimida radica en que, por un lado, el CCCM y el EC-02 consideran como altura de la biela el brazo mecánico de la sección “z”, mientras que la EHE-08 usa el canto útil “d”. También, las normativas dan a elegir al proyectista la magnitud del ángulo θ , ya que la EHE-08 permite un valor máximo de $\cot \theta = 2$ y el EC-02 de $\cot \theta = 2.5$. Por otro lado, el CCCM propone un ángulo en función del mismo esquema de equilibrio que plantea el método.

6. CONCLUSIONES

6.1. Conclusiones

A través de este trabajo se han sentado las bases para la futura realización de la evaluación experimental a cortante de las vigas del tablero del puente de Gelida, el cual ha sido parte del proyecto de investigación “*Evaluación de la Capacidad Resistente Frente a Esfuerzos Tangentes de Estructuras de Hormigón Mediante Modelos Mecánicos para la Extensión de su Vida Útil*”. Se han podido conocer a detalle las características de los materiales de construcción que se utilizaban a principios del siglo pasado y sus principales diferencias con los que se usan hoy en día: como el refuerzo con barras lisas o la deficiente granulometría del hormigón. La presencia de barras levantadas en la viga ha introducido una nueva incógnita a tener en cuenta en el modelo “*Compression Chord Capacity Model*” (CCCM), que evalúa la resistencia a cortante desarrollado por Marí et al. [3]. Asimismo, aunque debido a los plazos de la obra y del laboratorio no haya sido posible presenciar el ensayo de la viga, se ha dado a conocer el desarrollo de las etapas iniciales de la campaña, pudiendo ver las maniobras necesarias para el desmontaje, acopio, corte y traslado de las vigas desde la obra hasta el laboratorio.

Se ha podido determinar los parámetros a obtener durante la caracterización de los materiales, como la resistencia a compresión y el módulo secante de elasticidad del hormigón, así como el límite elástico y módulo de elasticidad de las barras de acero, según estándares de calidad españoles. También, se ha propuesto la instrumentación básica necesaria para la monitorización durante el ensayo, así como para la recopilación y filtración de datos durante el postproceso. De la misma manera, se da una opción inicial del esquema estático del ensayo con una relación de luz de cortante entre canto útil de 1.9, por lo que se clasifica a la viga como no esbelta.

Para predecir la respuesta, y el comportamiento de las vigas se ha realizado un modelo de elementos finitos mediante el software *Abaqus*. Del modelo se han podido obtener la carga de fisuración por flexión, la cual es de 979.88 kN. También se observó que para una carga de 1310.10 kN las armaduras longitudinales comenzaron a plastificarse, así como los cercos verticales que cosían la fisura crítica. Finalmente, se llegó la carga de rotura de la viga a 1567.66 kN donde, a partir de ese punto, la viga perdió rigidez sin volver a recuperarla. Al verificar las tensiones σ_x en la cabeza comprimida para la carga última, se pudo ver una zona con tensiones de tracción que sobrepasaba el valor de f_{ct} . Esto confirma la hipótesis de falla del CCCM, que consiste en alcanzar la superficie de rotura propuesta por Kupfer [8] en 1973. Para llegar a los resultados anteriores, se han utilizado los modelos constitutivos del hormigón a compresión extraído de la Instrucción Española EHE-08 [1] y el de tracción con el “*Model Code*” de la FIB [19]. Asimismo, el modelo del “*Concrete Damaged Plasticity*”, que utiliza como modos de falla el aplastamiento por compresión y la fisuración por tracción, permitiendo describir la no linealidad del hormigón.

Se ha realizado una predicción de resultados, obteniendo los valores de resistencia a cortante de ambos extremos de la viga, mediante las expresiones analíticas presentes en las normativas europeas vigentes y se han comparado con el nuevo método “CCCM”. En el lado de la viga reforzado con cercos verticales, se llegó a un valor de cortante último de 760.72 kN. Asimismo, en el modelo de elementos finitos la viga falla con un cortante de 783.83 kN, arrojando un error relativo del 2.94%. Con esto, se corrobora que el CCCM describe de mejor manera los mecanismos resistentes a cortante de la sección y reafirma su fiabilidad. Este método es el único que incorpora factores resistentes para secciones en “T” y “Doble T”. Por ejemplo, el término del ancho efectivo del ala “ $b_{v,eff}$ ”, considera el aumento del área de la cabeza comprimida a la contribución del hormigón a la resistencia a cortante. Asimismo, el factor de sobrerresistencia para vigas no esbeltas “ K_{ad} ”, tiene en consideración el valor de la ratio $\frac{a}{d}$.

Gracias al carácter mecánico de las formulaciones del CCCM, se ha podido adaptar el modelo para tener en cuenta la presencia de las barras levantadas en la sección. Con esto se ha llegado a la conclusión que la componente horizontal de las barras levantadas puede aumentar la profundidad de la fibra neutra entre un 32.08% y un 58.66% en función de la cuantía de refuerzo longitudinal de la viga. En el caso particular de la viga del puente, se vio un aumento del cortante resistente de un 32.14% en comparación con el valor obtenido con la EHE-08.

Teniendo en cuenta que para vigas con refuerzo transversal el actual Eurocódigo 2 (EN1992-1-1) considera únicamente la contribución del acero de refuerzo, se logra un cortante resistente de 289.33 kN, prácticamente la mitad al valor obtenido con la EHE-08. Por otro lado, la Instrucción Española sí que considera la suma de la contribución del hormigón y de la armadura transversal, arrojando un cortante resistente de 575.68 kN. En el proyecto de estructuras omitir la contribución del hormigón pudiera estar del lado de la seguridad, pero en la evaluación de estructuras existentes podría condicionar que una estructura no cumpliera con la demanda actual. Lo anterior supondría una intervención de refuerzo estructural o, en el peor de los casos, la demolición del elemento.

6.2. Futuras Líneas de Investigación

Después del trabajo realizado surgen futuras líneas de investigación que se listan a continuación:

1. Llevar a cabo la campaña experimental a cortante de las vigas de sección en “T” del tablero del puente de Gelida, siguiendo lo pautado en este trabajo.
2. Realizar ensayos con vigas de sección en “T” con la longitud original del puente (alrededor de 10m). Verificando su resistencia a cortante para diferentes relaciones $\frac{a}{d}$, y describiendo su comportamiento.
3. Hacer una evaluación de la sección original del puente (sección “pi”), colocando cargas excéntricas en diferentes puntos del tablero. Con esto, se podría verificar su comportamiento frente a flexión transversal local y a torsión.
4. Hacer ensayos de extracción de las barras lisas (ensayos *pull-out*) para verificar la verdadera adherencia que tiene el hormigón y las barras de esa época y adaptar el modelo del CCCM para vigas con barras lisas.

7. REFERENCIAS

- [1] Comisión Permanente del Hormigón, EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural, Madrid: Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica, 2011, pp. 205-221.
- [2] Comité Europeo de Normalización, UNE-EN 1992-1-1, Madrid, España: AENOR, 2010, pp. 93-100.
- [3] A. Cladera, A. Mari, J. Bairán, C. Ribas, E. Oller y N. Duarte, «The Compression Chord Capacity Model for the Shear Design and Assessment of Reinforced and Prestressed Concrete Beams,» *Structural Concrete*, vol. 17, nº 6, pp. 1017-1032, 2016.
- [4] J. C. Arroyo, F. Morán y Á. G. Meseguer, Jiménez Montoya Esencial Hormigón Armado, Madrid: CINTER, 2018, pp. 243-264.
- [5] A. Althin y M. Lippe, *Size Efecct in Shear Force Design of Concrete Beams*, Master's Degree Thesis ed., Sweden: Lunds University, 2018.
- [6] J. K. Wight y J. G. MacGregor, Reinforced Concrete Mechanics and Design, 6a Edición, New Jersey: Pearson, 2012, pp. 243-310.
- [7] G. N. J. Kani, The Riddle of Shear Failure and Its Solution, Journal of the American Concrete Institute, 1964, pp. 441.-468.
- [8] H. B. Kupfer y K. H. Gerstle, Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses, vol. 99, J Eng Mech Div, 1973, pp. 853-866.
- [9] J. M. Bairan, R. Menduina, A. Marí y A. Cladera, «Shear Strength of Non-slender Reinforced Concrete Beams,» *ACI Structural Journal*, vol. (En Revisión), 2020.
- [10] Google, «Google Maps,» 2019. [En línea]. Available: <https://www.google.es/maps/place/41%C2%B026'39.4%22N+1%C2%B051'07.9%22E/@41.4431847,1.8523452,1889m/data=!3m1!1e3!4m10!1m3!11m2!2su5oyFgMFuNkQPPzL-WkKjD9ZhdMu5A!3e1!3m5!1s0x0:0x271c59d94fece255!7e2!8m2!3d41.4442705!4d1.8521927?hl=es>. [Último acceso: Septiembre 2019].
- [11] Diputación de Barcelona, «www.diba.cat,» [En línea]. Available: https://www.diba.cat/ortofotos/Xarxa_Vial/BV-2249/BV-2249.htm#. [Último acceso: Septiembre 2019].

- [12] D. d. B. Archivo Histórico, «Proyecto del puente sobre el río Noya en el camino vecinal de Gelida a San Lorenzo de Hortóns,» [En línea]. Available: <https://www.diba.cat/es/web/arxiu>. [Último acceso: Septiembre 2019].
- [13] J. M. de Zafra, Tratado de Hormigón Armado, Madrid: Voluntad, Serrano, 48, 1923, pp. 3-45.
- [14] J. E. Ribera, Puentes de Fabrica y Hormigón Armado TOMO I, Madrid: Talleres Graficos Herrera, 1934, pp. 53-283.
- [15] UNE-EN 12390-3 , Ensayos de Hormigón Endurecido. Parte 3: Determinación de la Resistencia a Compresión de Probetas, Madrid, España: AENOR, 2009.
- [16] UNE-EN 12390-13, Ensayos de Hormigón endurecido. Parte 13: Determinación del Módulo Secante de Elasticidad en Compresión., Madrid, España: AENOR, 2014.
- [17] UNE- EN ISO 6892-1, Ensayo de Tracción, Parte 1: Método de Ensayo a Temperatura Ambiente, Madrid, España: AENOR, 2010.
- [18] F. J. Baba Vallejo, Estudio Numérico de la Resistencia a Punzonamiento del Tablero del Tablero de un Puente Sobre el Río Anoia en Gelida, Construido en 1932, Barcelona: Trabajo Final de Master - Universidad Politécnica de Catalunya, 2020.
- [19] Fédération Internationale du Béton, Model Code for Concrete Structures 2010, Berlin: Ernst & Sohn, 2010.